



TUGAS AKHIR-RC14-1501

MODIFIKASI PERENCANAAN JEMBATAN CIMANDIRI SUKABUMI DENGAN SISTEM BALOK PRATEKAN MENERUS STATIS TAK TENTU

MOHAMMAD RIAN TO RAHADIAN
NRP 3111 100 119

Dosen Pembimbing
Prof. Tavo, ST., M.T., Ph.D.
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA

JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya
2015



FINAL PROJECT-RC14-1501

REDESIGN CIMANDIRI BRIDGE STRUCTURE WITH PRESTRESSED CONCRETE CONTINUOUS BEAM STATICALLY INDETERMINATE

MOHAMMAD RIAN TO RAHADIAN
NRP 3111 100 119

Major Supervisor
Prof. Tavio, ST., M.T., Ph.D.
Prof. I Gusti Putu Raka, DEA

CIVIL ENGINEERING DEPARTMENT
Faculty of Civil Engineering and Planning
Sepuluh Nopember Institute of Technology
Surabaya
2015

**MODIFIKASI PERENCANAAN JEMBATAN CIMANDIRI
SUKABUMI DENGAN MENGGUNAKAN SISTEM BALOK
PRATEKAN MENERUS STATIS TAK TENTU**

TUGAS AKHIR

**Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
pada
Bidang Studi Struktur
Program Studi S-1 Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya**

**Oleh :
Mohammad Rianto Rahadian
3111 100 119**

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir:

Pembimbing I:

Prof. Tavio, ST., M.T., Ph.D.

NIP. 197003271997021001

Pembimbing II:

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA

NIP. 195004031976031003

**SURABAYA
JUNI 2015**

**MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
JEMBATAN CIMANDIRI, KAB. SUKABUMI
DENGAN SISTEM BALOK BETON PRATEKAN
MENERUS STATIS TAK TENTU**

NamaMahasiswa : Mohammad Rianto Rahadian
Nrp. : 3111100119
Jurusan : Teknik Sipil FTSP– ITS
DosenPembimbing : Prof. Tavio, ST.,MT.,Ph.D.
Prof. Dr. Ir. IGP Raka, DEA

ABSTRAK

Jembatan Cimandiri berada pada jalur yang merupakan penghubung antara jalur lalu lintas Desa Tarisi dan Desa Hagarmaneh, Sukabumi. Jembatan ini mempunyai panjang bentang 80 m dan lebar 7 m.

Alasan Dipilihnya Jembatan Beton Pratekan dengan Bentang Menerus pada perencanaan ini adalah pada segi dimensi. Jika dibandingkan dengan alternatif balok seperti statis tertentu, akan memerlukan dimensi yang cukup besar. Jembatan ini direncanakan dengan struktur beton pratekan, dimana gelagar/balok utama dibuat secara precast dan lantai kendaraan dicor kemudian (cast in situ). Pada jembatan ini tersebut selain dipilih Jembatan Beton Pratekan balok dengan bentang menerus (statis tak tentu) juga di lihat dalam segi arsitektural.

Tahap awal perencanaan adalah preliminary desain. Kemudian dilakukan perencanaan gelagar memanjang (balok pratekan) beserta jumlah tendon dan strandnya yang dilanjutkan perhitungan kehilangan akibat rangkai, susut beton, slip anker, lendutan serta kehilangan gaya prategang total dan juga didapatkan bentuk tendon parabola. Kemudian memasuki tahap akhir dari perencanaan struktur atas dilakukan perhitungan dimensi perletakan.

Kata kunci : Gaya pratekan, Balok menerus, Kehilangan gaya prategang

**REDESIGN CIMANDIRI SUKABUMI BRIDGE
STRUCTURE WITH PRESTRESSED CONCRETE
CONTINUOUS BEAM STATICALLY INDETERMINATE
SYSTEM**

Name : Mohammad Rianto Rahadian
Prn. : 3111100119
Major : Bachelor Degree of Civil Engineering
Advisor : Prof. Tavio, ST.,MT.,Ph.D.
Prof. Dr. Ir. IGP Raka, DEA

ABSTRACT

Cimandiri Bridge is located on a way as a connection between Tarisi Village and Hagarmaneh Village, Sukabumi. This bridge itself has 80 m length and 7 m width.

The main reason of redesign this bridge structure into a prestressed concrete continuous beam system is more concern on dimensional section. If it is compared with another alternative beam system, such as simple beam statically determinate, simple beam design would absolutely give the bigger dimension output. This Bridge will be design with prestressed concrete where the main girder were precast girder, however the plate will be cor in conservative way. Instead of only seeing modification from one aspect, there also is a consideration from the architechtrual perspective.

The first step is preliminary design. And then followed by calculating the dimension of girder and the other main structure (include the amount of tendon and strands). After that, followed by loss of prestressed calculation which consist of creep, shrinkage, slip anchorage, etc. Finally, entering the last step of design which is the support calculation.

Key word: Prestress, Continuous Beam, Loss of Prestressed

KATA PENGANTAR

Puji syukur saya ucapkan kepada Allah SWT yang telah memberikan berkat dan karunia, serta hidayahnya-Nya sehingga saya dapat menyelesaikan Tugas akhir dengan judul “Modifikasi Perencanaan Jembatan Cimandiri Sukabumi dengan Sistem Balok Pratekan Menerus Statis Tak Tentu”. Tugas akhir ini disusun sebagai syarat untuk menyelesaikan program studi tingkat sarjana di Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya.

Kesuksesan Tugas akhir ini tidak lepas dari berbagai bantuan serta dukungan dari berbagai pihak. Oleh karena itu, saya, sebagai penulis mengucapkan terima kasih kepada:

1. Kedua orang tua saya, Ir. Mohammad Rizal Sutjipto, MM dan Ir. Annie Sriwulan Purnama, yang telah memberikan motivasi, nasihat, doa, serta saran dalam menyelesaikan tugas akhir ini.
2. Saudara kandung saya, Rizani Imaniar, S.Mn dan kakek saya, Ir. Soenarno AS, serta kakek angkat saya, Julius Titapasanea yang selalu memberikan motivasi dan semangat.
3. Prof. Tawio, S.T., M.T., Ph.D dan Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA selaku pembimbing yang telah memberikan segala arahan dan ilmu yang sangat bermanfaat guna menyelesaikan tugas akhir ini.
4. Budi Suswanto, S.T., M.T, selaku Ketua Jurusan Teknik Sipil, FTSP-ITS dan Ir. Dyah Iriani W, M.Sc., selaku dosen wali, beserta dosen pengajar dan juga staff karyawan Jurusan Teknik Sipil ITS.
5. Ir. Budi Pras, M.T, Direktur PT. Girder Indonesia yang telah membantu dalam penyediaan data beserta motivasi dan saran –saran yang sangat berharga dalam proses menyelesaikan tugas akhir ini.

6. Saudara Satya Wira Wicaksana yang selalu membantu dalam berbagai hal, diantaranya dalam penyediaan sarana pengerjaan tugas akhir.
7. Basecamp 57 yang selalu menghibur dan memberikan motivasi selama proses pengerjaan tugas akhir.
8. Rizqi Billah Basalamah yang selalu membantu dalam berbagai hal, khususnya informasi dan motivasi.
9. S-54 dan semua teman-teman dari berbagai angkatan di Jurusan Teknik Sipil.
10. Pihak-pihak lain yang tidak bisa disebutkan namanya satu persatu.

DAFTAR ISI

Halaman Judul	i
Lembar Pengesahan	v
Abstrak	vii
Kata Pengantar	ix
Daftar Isi	xi
Daftar Tabel	xv
Daftar Gambar	xvii

BAB I Pendahuluan

1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	2
1.3 Tujuan	2
1.4 Batasan Masalah	3

BAB II Tinjauan Pustaka

2.1 Definisi Jembatan	5
2.2 Definisi Beton Pratekan	5
2.3 Beton Pratekan Menerus Statis Tak Tentu	7
2.4 Material untuk Beton Prategang	9
2.5 Desain Penampang	9
2.6 Tahapan Pembebanan	10
2.7 Kehilangan Gaya Prategang	12

BAB III Metodologi

3.1 Bagan Alur Penyelesaian Tugas Akhir	13
3.2 Pengumpulan Data	16
3.3 Studi Kepustakaan	16
3.4 Preliminary Desain	17
3.4.1 Penentuan Bentang Jembatan	17
3.4.2 Penentuan Dimensi Gelagar	17
3.5 Perencanaan Bangunan Atas	18
3.5.1 Analisis Pembebanan	18
3.5.2 Kehilangan Gaya Prategang	28

3.5.3 Struktur Sekunder	30
3.6 Perencanaan Bangunan Bawah	32
3.6.1 Perhitungan Tiang Pancang Tunggal	32
3.6.2 Perencanaan Daya Dukung Tiang Kelompok	33
3.6.3 Perencanaan Tebal Poer	35
 BAB IV Analisis Perhitungan Struktur	
4.1 Data Teknis Perencanaan	37
4.1.1 Data-Data Jembatan	37
4.1.2 Data-Data Bahan	37
4.1.2.1 Data Beton	37
4.1.2.2 Data Baja	38
4.1.3 Tegangan Izin Bahan	38
4.1.3.1 Beton Prategang	38
4.1.3.2 Baja Prategang	39
4.2 Struktur Sekunder	40
4.2.1 Perencanaan Concrete Barrier	40
4.2.2 Perencanaan Pelat Lantai Kendaraan	42
4.2.3 Kontrol Terhadap Geser Pons	44
4.3 Perencanaan Struktur Bangunan Atas	45
4.3.1 Perhitungan Analisis Beban	45
4.3.1.1 Beban Mati	45
4.3.1.2 Beban Hidup	47
4.3.1.3 Beban Angin	49
4.3.1.4 Beban Gempa	49
4.3.2 Perhitungan Momen	51
4.3.2.1 Perhitungan Momen <i>Simple Beam</i>	51
4.3.2.2 Perhitungan Momen <i>Continuous Beam</i>	51
4.3.3 Kriteria Desain Penampang	64
4.3.4 Estimasi Gaya Prategang Awal	67
4.3.4.1 Saat Beban Minimum	67
4.3.4.2 Saat Beban Minimum Belum Komposit	69
4.3.4.3 Saat Beban Layan Sesudah Komposit	71
4.3.5 Perubahan cgs pada Tendon Menerus	72
4.3.6 Perhitungan Tendon	81

4.3.6.1 Perencanaan Kebutuhan Tendon	81
4.3.7 Menentukan Tipe Angker	84
4.3.8 Kehilangan Gaya Prategang	85
4.3.8.1 Kehilangan Akibat Gesekan Kabel	86
4.3.8.2 Kehilangan Akibat Perpendekan Elastis	87
4.3.8.3 Kehilangan Akibat Pengangkuran	90
4.3.8.4 Kehilangan Akibat Susut Beton	90
4.3.8.5 Kehilangan Akibat Rangkak Beton	91
4.3.8.6 Kehilangan Akibat Relaksasi Baja	93
4.3.8.7 Kontrol Tegangan Sesudah Kehilangan	94
4.3.9 Perhitungan Gaya Geser	98
4.3.9.1 Perhitungan Gaya Geser Retak Badan	103
4.3.9.2 Perhitungan Vci pada Balok	103
4.3.9.3 Perhitungan Tulangan Geser	104
4.3.10 Perhitungan Kapasitas Momen Batas	106
4.3.11 Perhitungan Tulangan Lentur	108
4.3.12 Kontrol Lendutan	108
4.4 Perencanaan Struktur Bangunan Bawah	109
4.4.1 Analisis Data Tanah	109
4.4.1.1 Harga N koreksi	110
4.4.1.2 Korelasi SPT dengan Jenis Tanah	110
4.4.1.3 Daya Dukung Pondasi Dalam	111
4.4.2 Perencanaan Abutment	117
4.4.2.1 Pembebanan	117
4.4.2.2 Kombinasi Pembebanan	126
4.4.2.3 Perencanaan Tiang Pancang Kelompok....	131
4.4.2.4 Kontrol Daya Dukung Tiang Pancang	134
4.4.2.5 Penulangan Abutment	135
4.4.2.6 Penulangan Pilecap	136
4.4.3 Perencanaan Pilar	138
4.4.3.1 Scouring Akibat Aliran Sungai	138
4.4.3.2 Pembebanan	140
4.4.3.3 Kombinasi Pembebanan	145
4.4.3.4 Perencanaan Tiang Pancang Kelompok ...	148
4.4.3.5 Kontrol Daya Dukung Tiang Pancang	151

4.4.3.6 Penulangan Pilar	152
4.4.3.7 Penulangan Pilecap	153
4.4.4 Perencanaan Desain Elastomer	155
4.4.4.1 Kontrol Elastomer pada Abutment	156
4.4.4.2 Kontrol Elastomer pada Pilar	159
BAB V Metode Pelaksanaan	
5.1 Umum	163
5.2 Metode Pelaksanaan Struktur Utama	163
5.3 Bagan Alur Metode Pelaksanaan	166
BAB VI Kesimpulan	
6.1 Kesimpulan	169
DAFTAR PUSTAKA	
LAMPIRAN	

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Perbedaan Beton Prategang dan Beton Bertulang
Tabel 3.1	Kecepatan Angin Rencana
Tabel 3.2	Base Coefficient et all
Tabel 3.3	Coefficient β Decourt et all
Tabel 4.1	Luas Penampang I Girder
Tabel 4.2	Momen Kombinasi Beban Hidup
Tabel 4.3	Momen Kombinasi Beban Hidup
Tabel 4.4	Momen Kombinasi Beban Hidup
Tabel 4.5	Momen Kombinasi Beban Hidup
Tabel 4.6	Momen Hasil Superposisi Kombinasi
Tabel 4.7	Momen Hasil Superposisi Kombinasi
Tabel 4.8	Momen Hasil Superposisi Kombinasi
Tabel 4.9	Momen Hasil Superposisi Kombinasi
Tabel 4.10	Momen Inersia Penampang Sebelum Komposit
Tabel 4.11	Momen Inersia Penampang Sesudah Komposit
Tabel 4.12	Batas Daerah Aman Kabel
Tabel 4.13	Batas Daerah Aman Kabel
Tabel 4.14	Batas Daerah Aman Kabel
Tabel 4.15	Batas Daerah Aman Kabel
Tabel 4.16	Batas Daerah Aman Kabel
Tabel 4.17	Batas Daerah Aman Kabel
Tabel 4.18	Dimensi Angker Hidup
Tabel 4.19	Kehilangan Akibat Gesekan dan Efek Wobble
Tabel 4.20	Kriteria Tendon Menerus pada Bentang 30 m
Tabel 4.21	Kriteria Tendon Simple pada Bentang 30 m
Tabel 4.22	Kehilangan Akibat Perpendekan Elastis 30 m
Tabel 4.23	Kriteria Tendon Menerus pada Bentang 50 m
Tabel 4.24	Kriteria Tendon Simple pada Bentang 50 m
Tabel 4.25	Kehilangan Akibat Perpendekan Elastis 50 m

Tabel 4.26	Kehilangan Akibat Relaksasi Baja
Tabel 4.27	Total Kehilangan Gaya Prategang
Tabel 4.28	Gaya Geser Ultimate
Tabel 4.29	Gaya Geser Ultimate
Tabel 4.30	Gaya Geser Ultimate
Tabel 4.31	Gaya Geser Ultimate
Tabel 4.32	Lendutan yang Terjadi Akibat Beban Total
Tabel 4.33	Data Nilai NSPT per 1 meter
Tabel 4.34	Korelasi SPT dengan Jenis Tanah
Tabel 4.35	Base Coefficient Decourt et al
Tabel 4.36	Shaft Coefficient Decourt et al
Tabel 4.37	Daya DUKung Tanah untuk Pondasi Dalam Diameter 0,6 meter
Tabel 4.38	Klasifikasi dari Tiang Pancang PT. WIKI Beton
Tabel 4.39	Reaksi Akibat Beban Lalu Lintas
Tabel 4.40	Faktor Kepentingan
Tabel 4.41	Faktor Tipe Bangunan
Tabel 4.42	Luas Total dan Garis Netral Abutment
Tabel 4.43	Momen Inersia Abutment
Tabel 4.44	Kombinasi Pembebanan untuk Perencanaan Tegangan Kerja Jembatan
Tabel 4.45	Berat Total Abutment dan Tanah di Belakang Abutment
Tabel 4.46	Rangkuman Pembebanan Struktur Bangunan Bawah untuk Abutment
Tabel 4.47	Kombinasi Pembebanan
Tabel 4.48	Reaksi Akibat Beban Lalu Lintas
Tabel 4.49	Dimensi Total Pilar
Tabel 4.50	Berat Total Pilar
Tabel 4.51	Rangkuman Pembebanan Struktur Bangunan Bawah untuk Pilar
Tabel 4.52	Kombinasi Pembebanan

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1	Profil Tendon Sebelum dan Sesudah Pemberian Gaya Prategang
Gambar 2.2	Contoh Metoda Struktur Balok Menerus
Gambar 3.1	Ilustrasi Pembebanan Hidup Truk T
Gambar 3.2	Grafik BTR
Gambar 3.3	Beban Lajur D
Gambar 3.4	Pembebanan pada Arah Melintang
Gambar 3.5	Peta Percepatan Puncak di Batuan Dasar (PGA)
Gambar 3.6	Peta Respon Spektra Percepatan 0,2 s di Batuan Dasar
Gambar 3.7	Peta Respon Spektra Percepatan 1 s di Batuan Dasar
Gambar 3.8	Gaya Rem per Lajur
Gambar 4.1	Dimensi Concrete Barrier
Gambar 4.2	Perletakan Pelat Lantai
Gambar 4.3	Kontrol Geser Pons
Gambar 4.4	Dimensi Concrete Barrier
Gambar 4.5	Dimensi Girder
Gambar 4.6	Dimensi Girder
Gambar 4.7	Sketsa Perubahan c.g.s pada Girder
Gambar 4.8	Letak Daerah Aman pada Bentang 30 m
Gambar 4.9	Letak Daerah Aman pada Bentang 50 m
Gambar 4.10	Angker Hidup
Gambar 4.11	Detail Bagian dan Dimensi Angker
Gambar 4.12	Grafik Kedalaman vs Q ultimate
Gambar 4.13	Penampang dan Bagian Tiang Pancang
Gambar 4.14	Peta Wilayah Gempa Indonesia
Gambar 4.15	Grafik Besaran C Zona Gempa 4
Gambar 4.16	Perencanaan Dimensi Abutment
Gambar 4.17	Tekanan Tanah Aktif
Gambar 4.18	Beban Sendiri Abutment dan Tanah di Belakang Abutment

- Gambar 4.19 Sketsa Rencana Denah Tiang Pancang
pada Abutment
- Gambar 4.20 Dimensi Pilar Jembatan
- Gambar 4.21 Sketsa Rencana Denah Tiang Pancang
Pada Pilar

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Transportasi adalah sebuah kegiatan yang sangat penting didalam kehidupan manusia. Sehingga transportasi dapat berdampak ke aspek-aspek penting dalam kehidupan manusia, diantaranya aspek sosial, ekonomi, dan sebagainya. Oleh sebab itu, transportasi tidak dapat dipisahkan dari kehidupan masyarakat saat ini.

Transportasi pada dasarnya adalah kegiatan pemindahan objek dari satu tempat ke tempat lainnya, salah satu prasarana yang dapat membantu kegiatan tersebut yaitu jembatan. Fungsi jembatan secara umum adalah untuk menghubungkan suatu lokasi ke lokasi lainnya yang terputus akibat adanya suatu rintangan seperti sungai, danau, laut, jurang, dan lain-lain.

Pada dasarnya jembatan Cimandiri ini dibangun untuk menghubungkan antara Desa Tarisi dan Desa Hagarmaneh - Sukabumi dan juga untuk kebutuhan sebuah proyek konstruksi pembangunan, sehingga truk pengangkut barang dapat menyebrangi kali Cimandiri dengan mudah. Jembatan ini sendiri dibangun diatas kali Cimandiri dengan panjang total bentang 80 m dan lebar 7m.

Jembatan Cimandiri ini pada awalnya dibangun dengan menggunakan sistem balok/gelagar beton pracetak statis tertentu. Kemudian jembatan ini saya gunakan sebagai objek tugas akhir saya dengan memodifikasi menggunakan sistem balok beton pratekan menerus (*continuous beam*) yang terbagi menjadi 2 bentang (50 m dan 30m) dengan 1 pilar sebagai perletakan tumpuan. Jembatan ini direncanakan dengan balok/gelagar utama dibuat secara pracetak (*precast*), sedangkan lantai kendaraan sendiri di cor ditempat (*cor in situ*).

Ada beberapa hal yang mendasari pemilihan desain jembatan balok beton pratekan dengan bentang menerus ini. Salah

satu hal yang mendasari pemilihan desain ini yaitu adalah dari segi dimensi. Jika kita bandingkan dengan perencanaan balok alternatif lain seperti balok statis tertentu, maka perencanaan tersebut akan menghasilkan dimensi balok yang besar (*BMS 1992 hal 3-22*). Hal tersebut diantaranya disebabkan oleh momen lapangan yang cukup besar. Selain itu keuntungan lain dari struktur balok menerus itu sendiri dapat dilihat dari segi pelaksanaan. Tidak adanya angker di tumpuan dengan cara menggunakan sistem pascatarik (*posttension*) melalui beberapa bentang dapat mengurangi biaya bahan dan biaya pelaksanaan.

1.2 Rumusan Masalah

Bagaimana merencanakan jembatan menggunakan sistem balok beton pratekan dengan bentang menerus secara ekonomis?

Dari uraian latar belakang diatas, maka didapatkan beberapa detail permasalahan yang ditinjau, antara lain:

1. Bagaimana merencanakan preliminary desain pada jembatan?
2. Bagaimana menghitung analisis pembebanan struktur bangunan atas jembatan beton balok pratekan bentang menerus?
3. Bagaimana menentukan penempatan tendon yang tepat pada penampang beton pratekan?
4. Bagaimana menggambarkan hasil dari desain struktur jembatan?

1.3 Tujuan

1. Dapat merencanakan preliminary design pada jembatan
2. Dapat menghitung analisis pembebanan struktur bangunan atas jembatan betonpratekan bentang menerus
3. Dapat menentukan penempatan tendon yang tepat pada penampang beton pratekan
4. Dapat menggambarkan hasil dari desain struktur jembatan.

1.4 Batasan Masalah

Mengingat keterbatasan waktu dalam penyusunan tugas akhir ini, maka dibuat batasan – batasan masalah. Pada penulisan tugas akhir tentang Modifikasi Perencanaan Struktur Jembatan Cimandiri-Sukabumi dengan Sistem Balok Beton Pratekan Menerus ini memiliki batasan-batasan masalah yang meliputi:

1. Tidak memperhitungkan rencana anggaran biaya
2. Tidak membahas tentang metoda pelaksanaan konstruksi di lapangan secara detail
3. Tidak menganalisis dampak pilar terhadap aliran sungai
4. Tidak merencanakan tebal perkerasan dan desain jalan
5. Tidak memperhitungkan penurunan tanah setempat

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Definisi Jembatan

Jembatan merupakan suatu struktur yang dibuat untuk menyebrangi sebuah rintangan yang dapat berupa jurang, jalan raya, rel kereta, ataupun sungai.

Dari segi struktur, jembatan dibagi menjadi:

1. Jembatan Kayu (*Log Bridge*)
2. Jembatan Balok *Girder* (*Beam Bridge*)
3. Jembatan Rangka (*Truss Bridge*)
4. Jembatan Busur (*Compression Arch Bridge*)
5. Jembatan Gantung (*Suspension Bridge*)
6. Jembatan Kabel Penahan (*Cable-stayed R Bridge*)
7. Jembatan Penyangga (*Cantilever Bridge*)
8. Jembatan Bergerak

2.2 Definisi Beton Pratekan

Dalam perkembangan bahan-bahan struktural, sangat diperlukan suatu bahan bangunan yang tahan terhadap tekanan dan tarikan yaitu lenturan. Beton merupakan material yang kuat pada kondisi tekan tetapi lemah pada kondisi tarik, dimana kuat tariknya bervariasi dari 8 sampai 14 % dari kuat tekannya (*Nawy Edward G, 2001*). Sementara baja merupakan bahan yang kuat terhadap tarikan. Kedua bahan tersebut dikombinasikan menjadi struktur beton bertulang. Namun dalam perkembangannya, terdapat ketidakcocokan (*non compatibility*) dalam regangan-regangan baja dan beton yang menyebabkan timbulnya retak-retak awal pada beton bertulang. Oleh karena itu pada abad ke-18, dikembangkan suatu bahan struktural baru yang disebut beton pratekan.

Beton pratekan pada dasarnya merupakan beton dimana tegangan-tegangan dalam dengan besar serta distribusi yang sesuai diberikan sedemikian hingga sehingga tegangan-tegangan yang

dihasilkan beban-beban luar dilawan sampai suatu tingkat yang diinginkan. Beton pratekan mengombinasikan antara beton berkekuatan tinggi dan baja mutu tinggi. Hal ini dicapai dengan cara menarik baja (tendon) dan menahannya ke beton, jadi membuat beton dalam keadaan tertekan, sehingga akan dihasilkan regangan dan tegangan yang dikehendaki dengan maksud untuk mereduksi atau menghilangkan retak-retak pada beton. Beton pratekan ini menghasilkan mutu yang lebih tinggi daripada beton bertulang.

Berikut adalah perbandingan sifat dan perilaku beton prategang dan beton bertulang:

Tabel 2.1 Perbedaan beton prategang dan beton bertulang

No.	Perbedaan	Beton Prategang	Beton Bertulang
1.	Kuat Tarik	Tegangan permanen diberikan sebelum seluruh beban mati dan hidup bekerja, supaya tegangan tarik netto yang ditimbulkan oleh beban-beban tersebut dapat dikurangi.	Dapat diabaikan
2.	Tulangan Baja	Baja yang dibutuhkan untuk menghasilkan gaya prategang secara aktif memberi beban awal pada komponen struktur, sehingga memungkinkan terjadinya pemulihan retak dan defleksi	Tidak memberikan gaya dari dirinya pada komponen struktur tersebut.

Ada beberapa keuntungan dalam membuat desain struktur menggunakan sistem beton prategang, diantaranya yaitu:

1. Mengurangi kecenderungan terjadinya retak miring
2. Penggunaan tendon yang melengkung menimbulkan komponen gaya vertikal yang membantu memikul geser
3. Komponen struktur memiliki nilai kekakuan yang lebih besar,

sehingga elemen struktur dapat dibuat lebih langsing

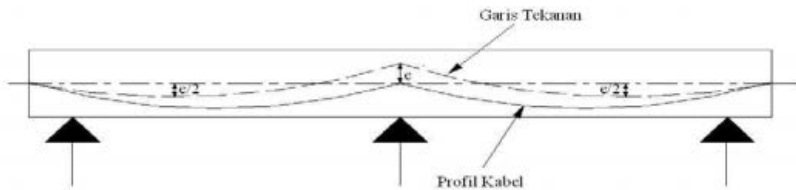
Terdapat dua macam cara pelaksanaan pemberian prategangan pada beton pratekan yaitu sistem pratarik (*pretension*) dan pascatarik (*posttension*). Istilah pratarik digunakan untuk menggambarkan metode sistem prategang dimana tendon-tendon ditarik sebelum beton dicor. Tendon-tendon ini harus diangkurkan sementara pada suatu penahan saat ditarik dan gaya prategang dialihkan ke beton setelah beton tersebut mengeras. Kebalikan dari sistem pratarik, sistem pascatarik adalah suatu sistem prategang dimana kabel ditarik setelah beton mengeras. Jadi sistem prategang hampir selalu dikerjakan terhadap beton yang mengeras, dan tendon-tendon diangkurkan pada beton tersebut segera setelah gaya prategang dilakukan. Cara ini dapat dipakai pada elemen-elemen baik beton pracetak maupun beton yang dicetak di tempat.

2.3 Beton Pratekan Menerus Statis Tak Tentu

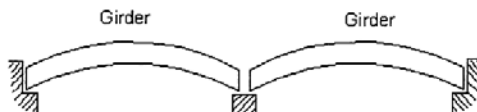
Pemilihan struktur balok menerus statis tak tentu ini dipilih berdasarkan beberapa keuntungan apabila dibandingkan dengan balok yang ditumpu secara sederhana. Dimana suatu perbandingan yang sederhana antara kekuatan dari balok yang ditumpu secara sederhana dan balok menerus akan menunjukkan penghematan dasar di dalam konstruksi beton pratekan menerus. Dengan kekuatan yang dimiliki konstruksi menerus ini, dapat digunakan penampang beton yang lebih kecil untuk menahan beban yang lebih besar, sehingga mengurangi beban mati struktur dan memperoleh semua penghematan yang di akibatkannya (*Nawy Edward G, 2001*). Seperti halnya dengan struktur menerus lainnya, lendutan pada balok menerus akan lebih kecil daripada lendutan pada balok sederhana. Oleh karenanya untuk bentang menerus, penampang yang lebih kecil tidak hanya cukup dalam segi kekuatan, namun juga dalam segi ketegaran (*T. Y Lin dan Ned H. Burn, 1981*).

Pada beton prategang, kontinuitas juga menghasilkan momen lentur yang tereduksi. Sekalipun demikian, momen lentur

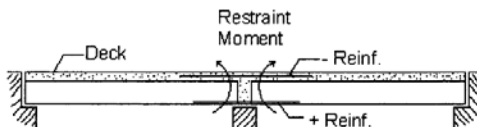
akibat gaya – gaya prategang yang eksentris menimbulkan reaksi sekunder dan momen lentur sekunder. Momen dan gaya sekunder ini memperbesar atau memperkecil efek utama dari gaya prategang eksentris. Juga, efek perpindahan elastis, susut dan rangkai menjadi lebih besar dibandingkan dengan struktur menerus beton bertulang (Nawy Edward G, 2001). Karena adanya reaksi atau gaya sekunder di tumpuan dalam yang disebabkan oleh prategang eksentris, maka momen semula akibat prategang akan disebut momen primer, momen sebaliknya yang disebabkan oleh reaksi akan disebut momen sekunder. Efek dari momen sekunder adalah memindahkan lokasi garis tekan garis C.



Gambar 2.1 Profil Tendon Sebelum dan Sesudah Pemberian Gaya Prategang



a) Girders erected as simple spans



b) Formation of restraint moment

Gambar 2.2 Contoh Metoda Struktur Balok Menerus

Pada dasarnya pada balok menerus, pola tendon terdapat dua kategori kontinuitas di balok, di antaranya :

1. Kontinuitas monolitik, dimana semua tendon pada dasarnya kontinu di seluruh atau di sebagian besar bentang dan semua tendon diberi prategang di lokasi. Pemberian prategang seperti ini dilakukan dengan cara pascatarik.
2. Kontinuitas nonmonolitik di mana elemen pracetak digunakan sebagai balok sederhana dengan kontinuitas dicapai di penampang tumpuan melalui beton bertulang cor di tempat yang memberikan taraf kontinuitas yang dikehendaki untuk menahan beban hidup tambahan sesudah beton mengeras.

2.4 Material untuk Beton Prategang

Beton berkekuatan tinggi menurut *Krishna Raju* (tahun 1989) dalam buku beton prategang menyebutkan bahwa :

- Beton prategang memerlukan beton yang mempunyai kekuatan tekan yang lebih tinggi pada usia yang cukup muda, dengan kekuatan tarik yang lebih tinggi dibanding dengan beton konvensional.
- Menghasilkan beton berkekuatan tinggi, yang mempunyai kekuatan tekan kubus yang diinginkan setelah 28 hari antara 70-100 N/mm² tanpa mengambil bantuan material/proses luar biasa serta tanpa mengalami suatu kesulitan teknis yang berarti.
- Agregat batu pecah, dengan permukaan yang tajam, pada umumnya menghasilkan beton lebih kuat dibandingkan dengan memakai agregat pada umur beton yang sama.

2.5 Desain Penampang

Dalam buku *T.Y Lin* (tahun 1996 hal 169) dijelaskan bahwa dalam melakukan estimasi terhadap tinggi penampang beton prategang, suatu aturan aproksimasi adalah menggunakan 70% dari tinggi penampang beton bertulang konvensional.

2.6 Tahapan Pembebanan

Salah satu pertimbangan istimewa pada beton prategang adalah banyaknya tahapan pembebanan dimana sebuah komponen struktur dibebani. Menurut *T.Y Lin* (tahun 1996 hal 24) untuk struktur yang dicor setempat, beton prategang harus didesain paling sedikit 2 tahap. Tahap awal pada saat pemberian gaya prategang dan tahap akhir pada saat dibebani oleh beban eksternal.

1. Tahap Awal

- Sebelum diberi gaya prategang, beton cukup lemah dalam memikul beban, oleh karena itu harus dicegah agar tidak terjadi kehancuran pada perletakan.
- Pada saat diberi gaya prategang, merupakan percobaan yang kritis dari kekuatan tendon. Seringkali, tegangan maksimum yang mungkin dialami oleh tendon terjadi pada saat penarikan tendon.
- Pada saat peralihan gaya prategang, untuk komponen pratarik peralihan gaya prategang dilakukan sekaligus dan dalam waktu yang singkat. Untuk komponen – komponen struktur pasca tarik, peralihan seringkali secara bertahap, gaya prategang pada tendon – tendon dialihkan ke beton satu per satu.

2. Tahap Menengah (*intermediate*)

Tahapan selama pengangkutan dan pengangkatan. Hal ini penting sekali untuk menjamin bahwa komponen struktur telah ditumpu dan diangkat dengan semestinya. Hal ini penting sekali untuk menjamin bahwa komponen – komponen struktur tersebut telah ditumpu dan diangkat dengan semestinya.

3. Tahap Akhir

- Beban yang bekerja tetap (*Sustained Load*)
Lendutan ke atas atau ke bawah dari komponen struktur prategang akibat beban tetap yang sesungguhnya sering kali merupakan faktor penentu dalam desain, karena pengaruh dari rangkaian akibat lentur akan memperbesar nilainya. Sehingga seringkali

dikehendaki untuk membatasi besar lendutan akibat beban tetap.

- **Beban kerja.**

Untuk mendesain akibat beban kerja haruslah ada pemeriksaan terhadap tegangan dan regangan yang berlebihan.

- **Beban retak**

Retak pada komponen beton prategang berarti perubahan yang mendadak pada tegangan rekat dan tegangan geser.

- **Beban batas**

Struktur yang didesain berdasarkan tegangan kerja mungkin tidak selalu mempunyai angka keamanan yang cukup untuk kelebihan beban, karena disyaratkan bahwa sebuah struktur memiliki kapasitas minimum memikul beban yang lebih besar, maka perlu ditentukan kekuatan batasnya. Pembebanan menurut SNI T-02 2005 antara lain meliputi:

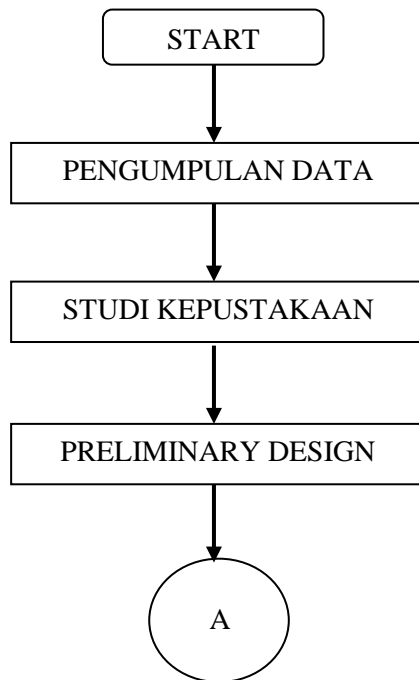
- Berat sendiri dari bagian bangunan adalah berat dari bagian tersebut dan elemen-elemen struktural lain yang dipikulnya.
- Beban mati tambahan merupakan berat seluruh bahan yang membentuk suatu beban pada jembatan yang merupakan elemen non struktural, dan mungkin besarnya berubah selama umur jembatan.
- Beban lalu lintas yang terdiri dari beban lajur “D” dan beban truk “T”.
- Gaya rem, pengaruh percepatan dan pengereman dari lalu lintas harus diperhitungkan sebagai gaya dalam arah memanjang dan di anggap bekerja pada permukaan lantai jembatan.
- Pembebanan untuk pejalan kaki semua elemen dari trotoar atau jembatan penyeberangan yang langsung memikul pejalan kaki harus direncanakan untuk beban nominal 5 kPa.

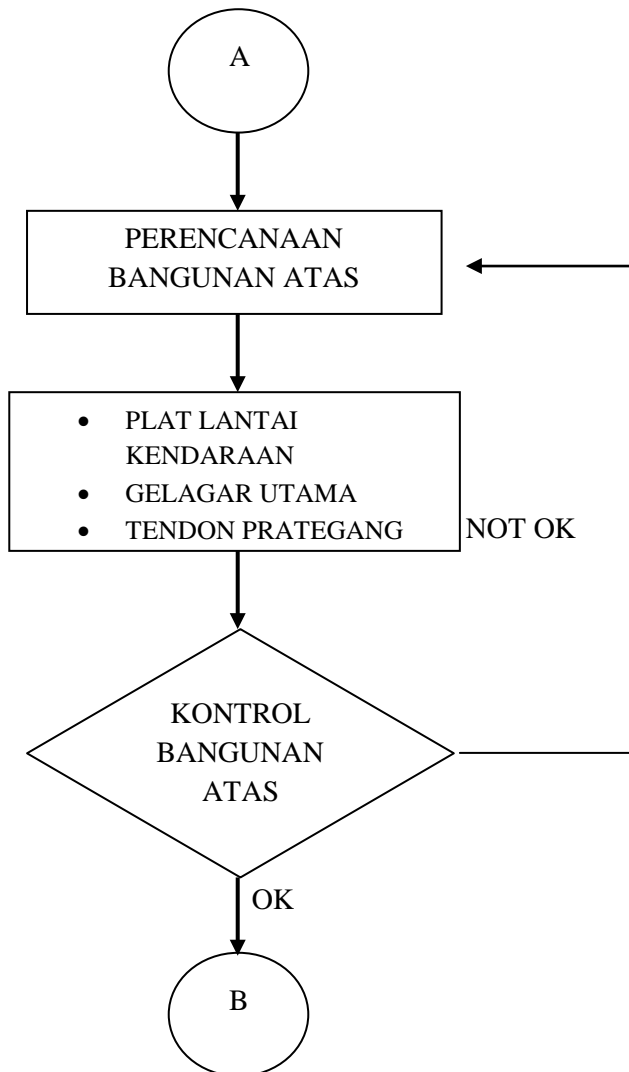
2.7 Kehilangan Gaya Prategang

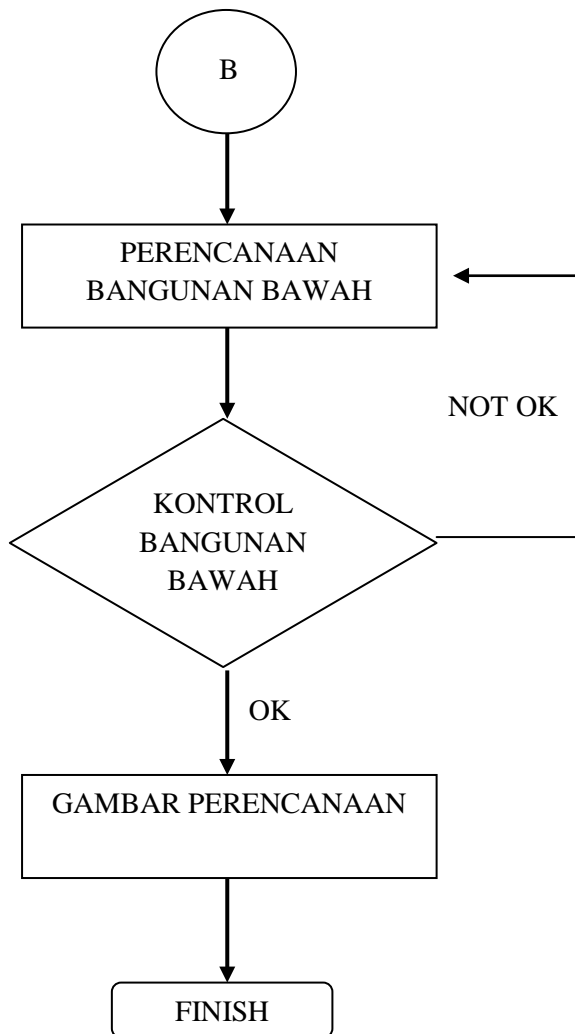
Gaya prategang yang diterima oleh balok prategang, besarnya tidak akan konstan terhadap waktu. Tegangan-tegangan selama berbagai tahap pembebanan juga berubah-ubah karena kekuatan beton dan modulus elastisitas bertambah terhadap waktu. Analisa keseluruhan dan rancangan dari komponen struktur beton prategang menyertakan pertimbangan gaya-gaya efektif dari tendon prategang, pada setiap pembebanan yang berarti bersama-sama dengan sifat bahan yang berlaku pada fungsi struktur tersebut (*Nawy Edward G, 2001, jilid I*).

BAB III METODOLOGI

3.1 Bagan Alur Penyelesaian Tugas Akhir







3.2 Pengumpulan Data

Mencari serta mempelajari data-data perencanaan jembatan tersebut, yaitu:

- Denah dan gambar jembatan
- Spesifikasi jenis dan mutu material
- Data Tanah

Jembatan Cimandiri, Sukabumi ini dimodifikasi dengan menggunakan sistem balok beton pratekan dengan bentang menerus (statis tak tentu). Adapun data-data yang digunakan dalam perencanaan adalah sebagai berikut:

1. Panjang Jembatan : 80 m (terdiri dari 2 bentang 50m – 30m)
2. Lebar Jembatan : 7 m
3. Lantai Kendaraan : Plat Beton (Plat Komposit)
4. Gelagar Utama : Balok Beton Pratekan
Menerus

Bahan yang digunakan:

1. Beton

- Kuat tekan beton untuk girder = K 600 (49,8 MPa)
- Kuat tekan beton untuk plat = K 350 (29,05 MPa)

2. Baja

- Mutu Baja Balok Pratekan = f_y 400 MPa
- Kabel Tendon Pratekan = ASTM A416 Grade
270 Ø12,7 mm

3.3 Studi Kepustakaan

Mempelajari literature tentang jembatan dan khususnya tentang desain beton pratekan serta peraturan pembebanan jembatan. Secara umum, hal-hal yang harus diperhatikan dalam mengerjakan tugas akhir ini:

- Pemilihan struktur
- Metode pendekatan yang digunakan
- Tinjauan terhadap beban gaya

Berikut adalah peraturan literatur-literatur ataupun peraturan-peraturan yang dipakai:

- RSNI T-02-2005 “*Standar Pembebanan untuk Jembatan*”
- RSNI 2833-2013 “*Perancangan Jembatan terhadap Beban Gempa*”
- Desain Struktur Beton Prategang “*Design of Prestressed Concrete Structure*”(T.Y. Lin Ned – H. Burns)
- Beton Prategang EDISI KETIGA, JILID 1 (Edward G. Nawy) 2001
- Beton Pratekan “*Prestressed Concrete*” (N Krishna Raju) 1986

3.4 Preliminary Desain

Preliminary desain itu sendiri merupakan desain awal atau estimasi awal ukuran penampang untuk digunakan dalam perhitungan perencanaan struktur. Preliminary desain atau desain awal meliputi:

3.4.1 Penentuan Bentang Jembatan

Penentuan bentang jembatan bisa didapatkan dari cara percobaan, sehingga mendapatkan nilai momen lapangan bentang jembatan yang paling optimum atau yang besar nilainya hampir sama. Dalam hal ini Jembatan Cimandiri, Sukabumi tersebut memiliki bentang total jembatan 80 m, dan dari data perencanaan awal jembatan menggunakan bentang 50 m dan 30 m. Karena suatu alasan pelaksanaan, dipilih bentang yang paling optimum yaitu 50 m dan 30 m.

3.4.2 Penentuan Dimensi Gelagar

Penentuan dimensi balok didapat dari perhitungan dengan rumus pendekatan sebagai berikut:

$$h = \frac{L}{20} - 0,20 \leq h \leq \frac{L}{20} + 0,50 \quad (3.1)$$

3.5 Perencanaan Bangunan Atas

Secara garis besar konstruksi jembatan terdiri dari dua komponen utama yaitu bangunan atas (*upper structure*) dan bangunan bawah (*sub structure*). Bangunan atas merupakan bagian jembatan bagian jembatan yang menerima langsung beban dari orang dan kendaraan yang melewatinya. Bagian atas terdiri dari komponen utama yaitu rantai kendaraan, gelagar melintang, gelagar memanjang, diafragma, dan perletakan.

3.5.1 Analisis Pembebanan

Beban – beban yang dimasukkan sesuai dengan peraturan perbebanan SNI T-02-2005, diantaranya yaitu:

1. Beban Mati:

Berat Profil dan segala unsur tambahan yang dianggap merupakan satu kesatuan dengan jembatan.

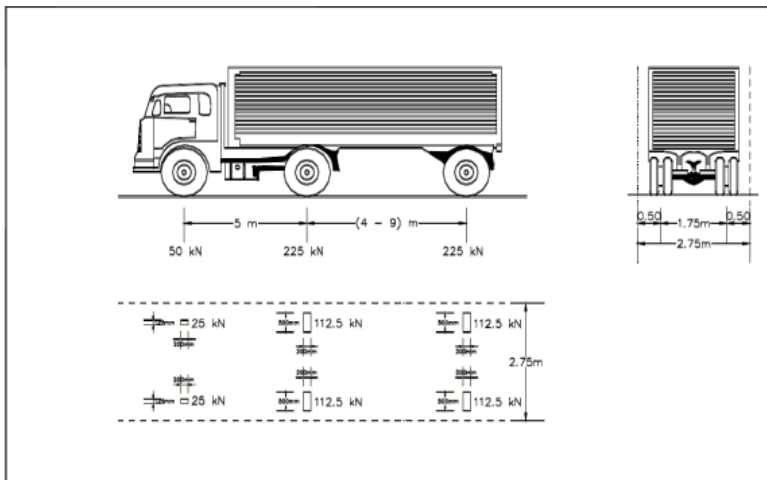
2. Beban Hidup:

Beban hidup adalah semua beban yang berasal dari berat kendaraan – kendaraan yang bergerak (lalu lintas) yang dianggap bekerja pada jembatan. Beban hidup pada jembatan yang harus ditinjau dinyatakan dalam dua macam, yaitu beban “T” yang merupakan beban terpusat untuk rantai kendaraan dan beban “D” yang merupakan beban jalur untuk gelagar.

i. Beban “T”

Pembebanan menurut SNI T-02-2005, untuk beban hidup Truk konfigurasi pembebanan dapat dilihat pada Gambar 3.1. Beban Truk “T” adalah berat satu kendaraan berat dengan 3 as roda yang ditempatkan pada beberapa posisi yang digunakan untuk menganalisis pelat jalur lalu-lintas.

Koefisien Pembebanan (KUTT) = 1,8



Gambar 3.1 Ilustrasi Pembebanan Hidup Truk “T”(SNI T-02-2005 hal 22)

ii. Beban “D” Terbagi Rata (BTR)

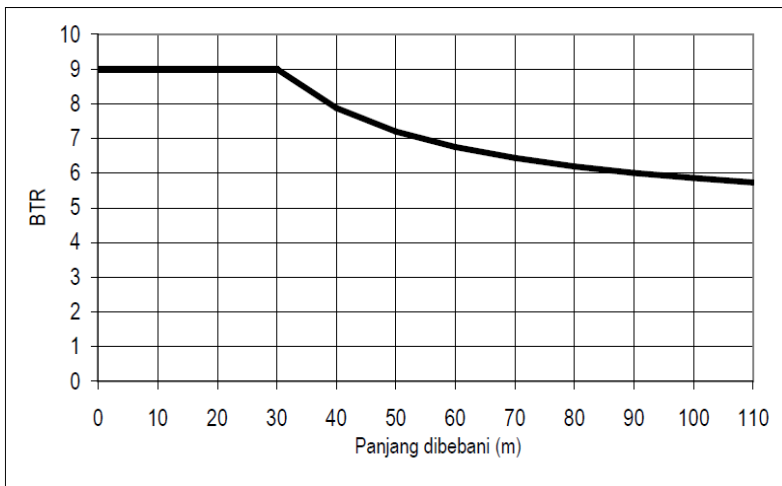
Pembebanan menurut SNI T-02-2005, untuk beban hidup BTR diambil sebagai fungsi terhadap panjang jembatan dimana besarnya beban hidup BTR yang diambil dapat direncanakan sebagai berikut :

- Untuk panjang bentang jembatan (L) lebih kecil sama dengan 30 m maka besarnya beban hidup BTR dapat diambil sebesar 9 kPa.
- Untuk panjang bentang jembatan (L) lebih besar dari 30 m maka besarnya beban hidup BTR dapat diambil sebesar 9 $(0.5+15/L)$ kPa.
-

Faktor beban Terbagi Rata (BTR)

Berdasarkan SNI T-02-2005, ilustrasi pembebanan BTR dapat dilihat pada Gambar 3.2.

Konfigurasi pembebanan tertentu untuk elemen-elemen struktur tertentu juga harus diperhatikan untuk mendapatkan bentuk pembebanan yang memberikan gaya paling maksimum. Besarnya nilai faktor untuk beban BTR ini ditentukan berdasarkan grafik dibawah ini:

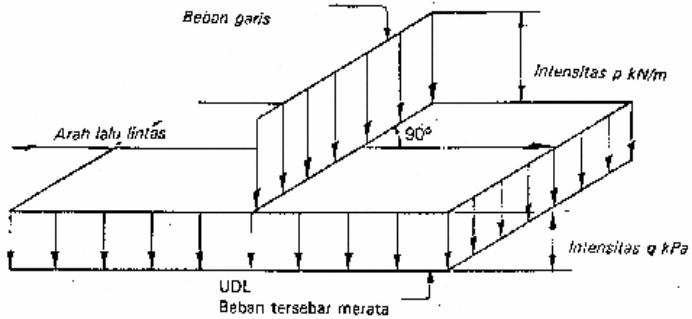


Gambar 3.2 Grafik BTR(SNI T-02-2005 hal 19)

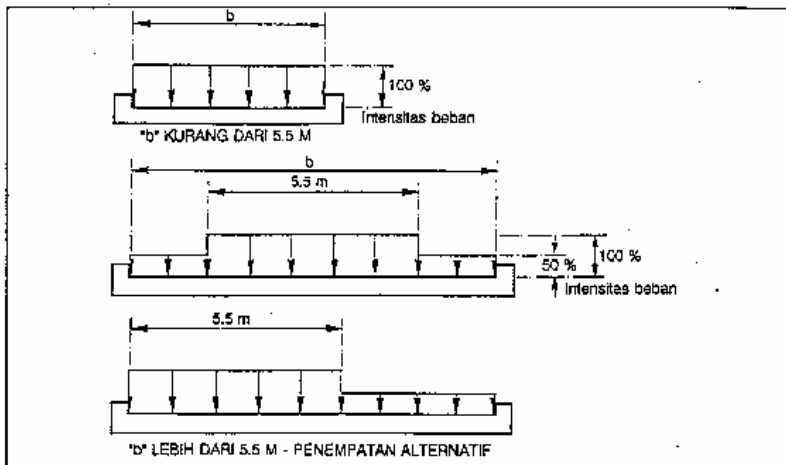
iii. Beban “D” Hidup Garis (BGT)

Pembebanan menurut SNI T-02-2005, untuk beban hidup BGT diambil sebagai fungsi terhadap panjang jembatan dimana besarnya beban hidup BGT diambil sebesar 49 kN/m. Konfigurasi pembebanan tertentu untuk elemen-elemen struktur tertentu juga harus diperhatikan untuk mendapatkan bentuk pembebanan yang memberikan gaya paling maksimum.

Koefisien Pembebanan (KUTD) = 1,8



Gambar 3.3 Beban Lajur D yaitu BTR dan BGT (SNI T-02-2005 hal 18)



Gambar 3.4 Penyebaran Pembebanan pada Arah Melintang (SNI T-02-2005 hal 20)

3. Beban Akibat Lingkungan

- Beban Angin

Kecepatan angin rencana dan tipe jembatan merupakan faktor utama yang berpengaruh pada intensitas beban angin. Kecepatan angin rencana ditentukan oleh letak geografis dari pantai. Perhitungan beban angin sesuai dengan SNI T-02-2005 hal 37 digunakan rumus sebagai berikut:

$$TEW = 0,0006C_w (V_w)^2 \quad (3.2)$$

dimana :

C_w = Koefisien seret

V_w = Kecepatan angin rencana (m/dt) untuk keadaan batas yang ditinjau

A_b = luas koefisien bagian samping jembatan (m²)

Selain itu apabila ada kendaraan sedang lewat diatas jembatan, beban garis merata tambahan horisontal harus diterapkan pada permukaan lantai sesuai dengan SNI T-02-2005, digunakan rumus sebagai berikut :

$$TEW = 0,0012C_w (V_w)^2 \quad (3.3)$$

Besarnya kecepatan angin rencana yang akan digunakan bergantung daripada kondisi letak struktur jembatan yang ada. Beberapa parameter tersebut dapat dilihat pada Tabel 3.2 dibawah ini (RSNI T-02-2005)

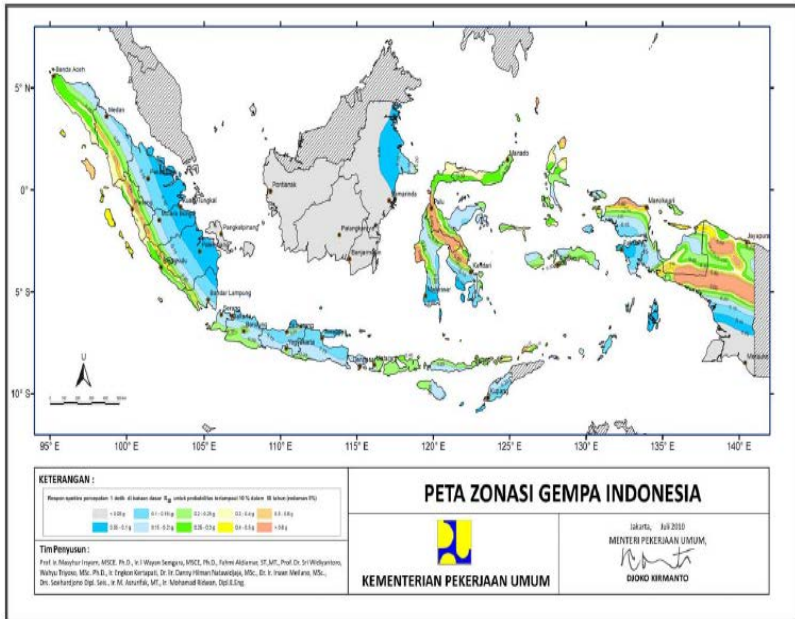
Tabel 3.1 Kecepatan Angin Rencana

Keadaan Batas	Lokasi	
	Sampai 5 km dari pantai	> 5 km dari pantai
Daya layan	30 m/s	25 m/s
Ultimit	35 m/s	30 m/s

- Beban Gempa

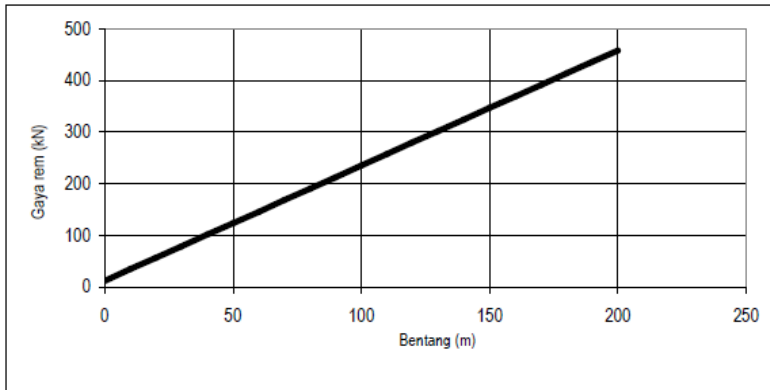
Peninjauan beban gempa pada perencanaan struktur bangunan ini ditinjau secara analisa dinamis 3

Gambar 3.6 Peta Respon Spektra Percepatan 0,2 s di Batuan Dasar (Ss) 10% dalam 50 Tahun



Gambar 3.7 Peta Respon Spektra Percepatan 1 s di Batuan Dasar (S1) 10% dalam 50 Tahun

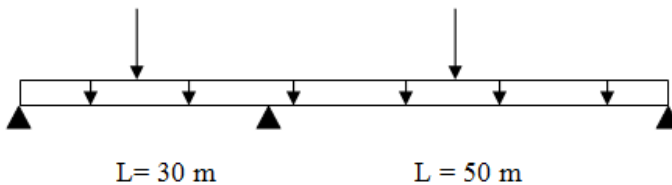
- Pengaruh temperatur
Dilihat dari tipe bangunan atas jembatan yaitu merupakan plat beton diatas gelagar, maka temperature jembatan rata-rata 15⁰ celcius.
- Beban Rem
Menurut SNI T-02-2005, besarnya gaya rem yang terjadi pada jembatan dapat ditentukan berdasarkan garmbar 9 SNI T-02-2005



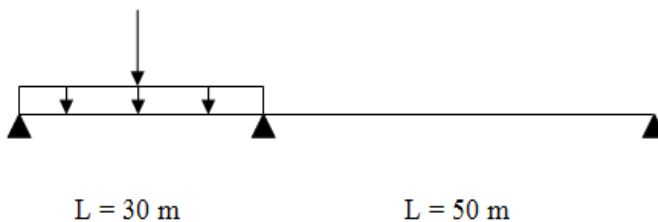
Gambar 3.8 Gaya Rem per Lajur (*SNI T-02-2005 hal 26*)

Menurut SNI T-02-2005, kombinasi pembebanan BGT dan BTR pada jembatan yang perlu dibuat diantaranya sebagai berikut:

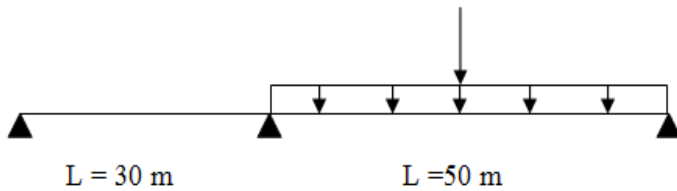
- Kombinasi 1



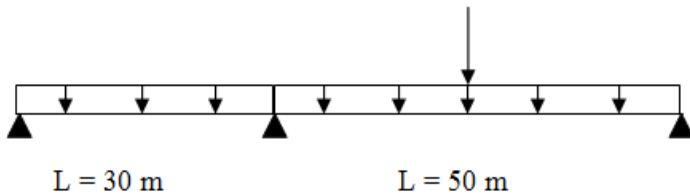
- Kombinasi 2



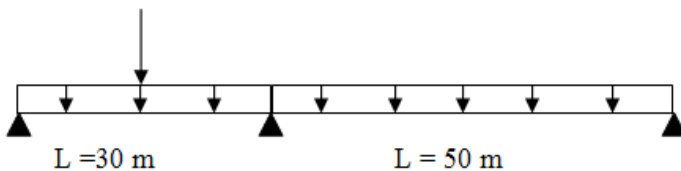
- Kombinasi 3



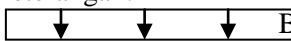
- Kombinasi 4



- Kombinasi 5



Keterangan:

 Beban "D" Terbagi Rata (BTR)



Beban "D" Garis (BGT)

Adapun hal – hal yang perlu diperhatikan dalam pembebanan struktur jembatan pratekan, diantaranya:

1. Gaya Prategang

Gaya Prategang efektif sangat dipengaruhi oleh momen total yang terjadi. Persamaan dibawah menjelaskan hubungan momen total dan gaya prategang.

$$F = \frac{M_T}{0,65h} \quad (3.5)$$

(T. Y Lin tahun 1996, hlm 167)

dimana: M_T = momen total

h = tinggi penampang

2. Lendutan

Ada dua macam lendutan yang terjadi, yaitu:

- Lendutan ke atas (*Chamber*) akibat gaya prategang

$$\Delta = - \frac{WL^4}{185EI} \quad (3.6)$$

- Lendutan ke bawah akibat beban merata dan beban terpusat

$$\Delta = \frac{qL^4}{185EI} \times \frac{0,0098PL^3}{EI} \quad (3.7)$$

3.5.2 Kehilangan Gaya Prategang

Gaya prategang efektif (gaya prategang rencana) adalah gaya prategang awal pada baja dikurangi semua kehilangan gaya pratekan. Kehilangan gaya pratekan yang terjadi adalah :

- Kehilangan gaya prategang akibat perpendekan elastic beton (ES)

Beton memendek pada saat gaya prategang bekerja padanya. Karena tendon yang melekat pada beton secara simultan juga memendek, maka tendon tersebut akan kehilangan sebagian gaya prategang yang dipikulnya.

$$f_{CS} = -\frac{P_j}{A_c} \left(1 + \frac{e^2}{r^2} \right) + \frac{M_D}{I_c} \quad (3.8)$$

Dimana, $P_j = 0,9 P_i$

$$\Delta f_{pES} = \frac{E_s}{E_{ci}} x f_{cs} \quad (3.9)$$

$$\Delta f_{pES} = \frac{1}{n} \sum_{j=1}^n (\Delta f_{pES}) \quad (3.10)$$

(NawyEdwardG, 2001, *jilidI*)

- Kehilangan gaya prategang akibat relaksasi tegangan baja
Tendon *stress-relieved* mengalami kehilangan pada gaya prategang sebagai akibat dari perpanjangan konstan terhadap waktu. Besar pengurangan prategang bergantung tidak hanya pada durasi gaya prategang yang ditahan, tetapi juga pada rasio antara prategang awal dan kuat leleh baja prategang. Kehilangan tegangan seperti ini disebut relaksasi tegangan.
- Post-tensioned

$$\Delta f_{pR} = f_{pi} \frac{\log t}{10} \left(\frac{f_{pi}}{f_{py}} - 0,55 \right) \quad (3.11)$$

(NawyEdwardG, 2001, *jilidI*)

Dimana, $\log t = \log(t_2 - t_1)$

- Kehilangan gaya prategang akibat rangkak
Deformasi atau aliran lateral akibat tegangan longitudinal disebut rangkak (*creep*). Perlu ditekankan bahwa tegangan rangkak dan kehilangan tegangan hanya terjadi akibat beban yang terus menerus selama riwayat pembebanan suatu elemen struktural.
- Post-tensioned

$$\Delta f_{pCR} = nK_{CR} (f_{cs} - f_{csd}) \quad (3.12)$$

(NawyEdwardG, 2001, jilidI)

Dimana,

K_{CR} = 2,0 untuk komponen struktur pratarik 1,6 untuk komponen struktur pascatarik

f_{cs} = tegangan di beton pada level pusat berat baja setelah transfer

f_{csd} = tegangan di beton pada level pusat berat baja akibat semuabebanyang bekerja setelah prategang diberikan

- Kehilangan gaya prategang akibat susut

$$\Delta f_{pSH} = 8,2 \times 10^{-6} K_{SH} E_{PS} \left(1 - 0,06 \frac{V}{S} \right) (100 - RH) \quad (3.13)$$

(NawyEdwardG, 2001, jilidI)

- Kehilangan gaya prategang akibat friksi(friction and wobble effect)

$$\Delta f_{pF} = f_{pi} (\mu \alpha + KL) \quad (3.14)$$

(NawyEdwardG, 2001, jilidI)

- Kehilangan gaya prategang akibat dudukan angker

$$\Delta f_{pA} = \frac{\Delta A}{L} E_{ps} \quad (3.15)$$

(NawyEdwardG, 2001, jilidI)

3.5.3 Struktur Sekunder

Perhitungan plat kendaraan, trotoar, kerb, dan sandaran.

- Berdasarkan pada peraturan perencanaan teknik jembatan (BMS, 1992) beban yang bekerja pada tiang sandaran adalah berupa gaya horizontal sebesar 0.75 kN/m yang bekerja pada ketinggian 90 cm dari lantai trotoar.

Jarak tiang sandaran

$$M_H = Hx \ 2 \times 0,9$$

Penulangan

$$A_s = \rho \min x b x d$$

- Perhitungan trotoar menggunakan rumus :

Luas areal yang dibebani pejalan kaki

$$A = \text{Lebar trotoar} \times \text{panjang jembatan}$$

- Perhitungan kerb menggunakan rumus :

$$\text{Mu} = \text{gaya horizontal} \times \text{tinggi kerb}$$

- Perhitungan plat lantai kendaraan

Tebal minimum plat lantai kendaraan adalah :

$$t_s \geq 200 \text{ mm} \quad t_s \geq (100 + (40 \times L)) \text{ mm}$$

dimana : L = Bentang dari plat lantai kendaraan antara pusat tumpuan (m)

- Perhitungan balok melintang.

Balok melintang/diafragma yng diletakkan diantara balok gelagar utama tujuannya adalah untuk memberikan kekakuan arah melintang (*transversal*) jembatan dan sifatnya tidak memikul beban. Dalam peraturan perencanaan teknik jembatan (BMS, 1992) disebutkan bahwa jarak minimal antar balok melintang adalah 8 m.

Rumus yang digunakan :

$$V_u = \left(\frac{1}{2} x q u x l_n \right) - (q u x X) \quad (3.16)$$

Kemampuan penampang menahan geser :

$$V_n = \frac{2}{3} x (f_c')^2 x b w x d \quad (3.17)$$

Momen pada penampang kritis :

$$M_u = \frac{1}{2} x q u x l_n x X - \left(\frac{1}{2} x q u x X^2 \right) \quad (3.18)$$

3.6 Perencanaan Bangunan Bawah

Merencanakan dimensi elemen struktur bawah jembatan yang mencakup abutment dan pondasi dengan data tanah yang telah tersedia.

3.6.1 Perhitungan Tiang Pancang Tunggal

Perencanaan struktur pondasi menggunakan pondasi tiang pancang. Data tanah yang digunakan adalah data tanah SPT (*Standard Penetration Test*). Untuk perhitungan daya dukung tiang pondasi, dipakai metode Luciano Decourt (1996):

$$Q_L = Q_P + Q_S \quad (3.19)$$

dimana :

Q_L = Daya dukung tanah maksimum pada pondasi

Q_P = Daya dukung pada dasar pondasi

Q_S = Daya dukung akibat lekatan lateral

$$Q_P = \alpha q_p \times A_P = \alpha (\check{N}_p \times K) \times A_P \quad (3.20)$$

dimana :

\check{N}_p = Harga rata-rata SPT disekitar 4B di atas hingga 4B di

bawah dasar tiang pondasi (B = diameter pondasi) = $\sum_{i=1}^n \frac{N_i}{n}$.

K = Koefisien karakteristik tanah:

12 t/m², untuk lempung

20 t/m², untuk lanau berlempung

25 t/m², untuk lanau berpasir

40 t/m², untuk pasir

A_P = Luas penampang dasar tiang

q_p = Tegangan diujung tiang

α = base coefficient

Tabel 3.2 Base Coefficient α Decourt et all

Soil/Pile	Driven Pile	Bored Pile	Bored Pile (bentonik)	Continuous Hollow Anger	Root Pile	Infected Pile (High Pressure)
Clay	1,0	0,85	0,85	0,30	0,85	1,0
Intermediate Soil	1,0	0,60	0,60	0,30	0,60	1,0
Sands	1,0	0,50	0,50	0,30	0,50	1,0

$$Q_s = \beta \times q_s \times A_s = \beta (\check{N}_s/3 + 1) \times A_s \quad (3.21)$$

dimana :

q_s = Tegangan akibat lekatan lateral dalam t/m^2

\check{N}_s = Harga rata-rata sepanjang tiang yang tertanam, dengan batasan : $3 \leq N \leq 50$

A_p = Keliling x panjang tiang yang terbenam (luas selimut tiang)

β = shaft coefficient

Tabel 3.3 Shaft Coefficient β Decourt et all (1996)

Soil/Pile	Driven Pile	Bored Pile	Bored Pile (bentonik)	Continuous Hollow Anger	Root Pile	Infected Pile (High Pressure)
Clay	1,0	0,80	0,90	1,0	1,5	3,0
Intermediate Soil	1,0	0,65	0,70	1,0	1,5	3,0
Sands	1,0	0,50	0,60	1,0	1,5	3,0

3.6.2 Perencanaan Daya Dukung Tiang Kelompok

Untuk kasus daya dukung group pondasi, harus dikoreksi terlebih dahulu dengan apa yang disebut dengan koefisien efisiensi C_e .

$$Q_{L (group)} = Q_{L (1 \text{ tiang})} \times n \times C_e \quad (3.22)$$

dimana :

n = jumlah tiang dalam grup

C_e = koefisien efisiensi

Untuk menghitung koefisien efisiensi C_e , digunakan cara: *Converse – Labarre*:

$$C_e = 1 - \frac{\arctan\left(\frac{\phi}{s}\right)}{90^\circ} \times \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right) \quad (3.23)$$

dimana :

- ϕ = diameter tiang pondasi
 s = jarak as ke as antar tiang dalam group
 m = jumlah baris tiang dalam group
 n = jumlah kolom tiang dalam group
 C_e = 0,9 – 1,0 (untuk jarak antar tiang pancang $\geq 3 \phi$)

Bila di atas tiang-tiang dalam kelompok yang disatukan oleh sebuah kepala tiang (poer) bekerja beban-beban vertikal (V), horizontal (H), dan momen (M), maka besarnya beban vertikal ekivalen (P_v) yang bekerja pada sebuah tiang adalah:

$$P_v = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y}{\sum x^2} x_{\max} \pm \frac{M_x}{\sum y^2} y_{\max} \quad (3.24)$$

dimana :

- P_v = Beban vertical ekivalen
 V = Beban vertical dari kolom
 n = Banyaknya tiang dalam group
 M_x = Momen terhadap sumbu x
 M_y = Momen terhadap sumbu y
 x_{\max} = Absis terjauh terhadap titik berat kelompok tiang
 y_{\max} = Ordinat terjauh terhadap titik berat kelompok tiang
 $\sum x^2$ = Jumlah dari kuadrat absis tiap tiang terhadap garis netral group
 $\sum y^2$ = Jumlah dari kuadrat ordinat tiap tiang terhadap garis netral group

3.6.3 Perencanaan Tebal Poer

Kontrol Geser ponds pada poer untuk mencegah terjadinya retak bergantung pada ketebalan poer. Rumus umum untuk daya dukung geser ponds adalah sebagai berikut

$$\phi V_c = \phi \cdot \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c} \cdot A \quad (3.25)$$

Dimana:

A = Luas selimut geser ponds

f_c = Kuat tekan beton

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB IV

ANALISIS PERHITUNGAN STRUKTUR

4.1 Data Teknis Perencanaan

Jembatan Cimandiri ini dibangun untuk melintasi rintangan alam berupa sungai, yaitu sungai Cimandiri yang berada pada kabupaten Sukabumi. Dalam perencanaan jembatan pada tugas akhir saya ini di desain menggunakan konstruksi I girder beton prategang menerus statis tak tentu.

4.1.1 Data – Data Jembatan

- Bentang Jembatan : 80 m (30m- 50 m)
- Lantai Kendaraan : 1 lajur 2 arah
- Lebar Lajur Lalu Lintas : 3 m
- Concrete Barrier : 2 x 0,5m
- Lebar Melintang Jembatan : 7 m

- Perencanaan dimensi girder mengacu pada tabel WIKI beton prategang I girder.
- Panjang Girder : 30 m - 50 m
- Jarak Girder Utama : 1,85 m
- Mutu Beton : 500 kg/cm² (B – Class)
- Direncanakan dimensi girder H-210

4.1.2 Data – Data Bahan

Berikut adalah data mutu beton dan mutu baja yang akan digunakan dalam perencanaan jembatan Cimandiri Sukabumi:

4.1.2.1 Data Beton

- Mutu Plat Lantai ($f'c$) : 29,05 Mpa
- Mutu Girder Utama ($f'c$) : 49,8 Mpa

4.1.2.2 Data Baja

- Mutu baja yang digunakan untuk penulangan balok girder prategang adalah baja mutu (f_y) = 390 Mpa
- Mutu baja yang digunakan untuk penulangan struktur sekunder adalah baja (f_y) = 250 Mpa
- Mutu baja prategang yang digunakan adalah jenis kabel ASTM A416 Grade 270 Ø12,7mm.

4.1.3 Tegangan Izin Bahan

Tegangan yang terjadi pada setiap elemen jembatan tidak boleh melampaui dari tegangan izin bahannya. Berikut adalah tegangan izin bahan yang digunakan:

4.1.3.1 Beton Prategang

- Pada Saat Transfer
Kuat tekan beton yang direncanakan pada saat umur dibebani atau dilakukan transfer (f_{ct}'), dinyatakan dalam satuan Mpa.

$$\begin{aligned} f_{ci}' &= 65\% \times f_c' \\ &= 65\% \times 49,8 \\ &= 32,37 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI T-12-2004 pasal 4.4.1.2.2, untuk komponen beton prategang saat transfer, tegangan tekan dalam penampang beton tidak boleh melampaui nilai sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \sigma_{tk} &= 0,6 \times f_{ci}' \\ &= 0,6 \times 32,37 \\ &= 19,422 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI T-12-2004 pasal 8.3, untuk struktur jembatan segmental pracetak tidak ada tegangan tarik yang diizinkan pada setiap sambungan antara segmen – segmen selama pelaksanaan:

$$\sigma_{tr} = 0 \text{ Mpa}$$

- Pada Saat Service
 Berdasarkan SNI T-12-2004 pasal 4.4.1.2.1, untuk komponen beton prategang saat service, tegangan tekan dalam penampang beton tidak boleh melampaui nilai sebagai berikut:

$$\sigma_{tk} = 0,45 \times f_c'$$

$$= 0,45 \times 49,8$$

$$= 22,41 \text{ Mpa}$$
 Berdasarkan SNI T-12-2004 pasal 8.3, untuk struktur jembatan segmental pracetak tidak ada tegangan tarik yang diizinkan pada kondisi batas layan (service):

$$\sigma_{tr} = 0 \text{ Mpa}$$
- Modulus Elastisitas (E)
 Berdasarkan SNI T-12-2004 pasal 4.4.1.5, untuk beton normal dengan massa jenis sekitar 2400 kg/m^3 , E_c dapat diambil sebesar:

$$E = 4700 \times \sqrt{f_c'}$$

$$E = 4700 \times \sqrt{49,8}$$

$$E = 33167,484 \text{ Mpa}$$

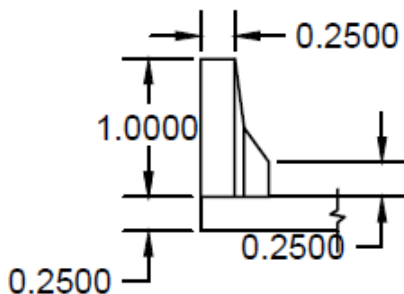
4.1.3.2 Baja prategang

- Modulus Elastisitas (E_s) = 200.000 Mpa
- Tegangan Putus Kabel (f_{pu}) = 1860 Mpa
- Tegangan Leleh Kabel (f_{py}) = $0,85 \times f_{pu}$
 = 1581 Mpa
- Tegangan Tarik Izin Kabel (jacking):
 = $0,94 \times f_{py}$
 = 1486,14 Mpa
- Tegangan Tarik Izin Kabel (setelah pengangkuran):
 = $0,7 \times f_{pu}$
 = 1302 Mpa

4.2 Struktur Sekunder

4.2.1 Perencanaan Concrete Barrier

Pagar pembatas yang akan digunakan pada perencanaan jembatan Cimandiri ini berjenis concrete barrier. Jembatan ini berfungsi sebagai jalan akses di daerah pedesaan yang diperuntukan khusus untuk kendaraan, maka tidak terdapat trotoar sepanjang jembatan. Berikut adalah dimensi concrete barrier yang akan direncanakan.



Gambar 4.1 Dimensi Concrete Barrier

Beban merata tumbukan penghalang ultimate lalu lintas menurut RSNI T-02-2005 Pasal 10 ditentukan sebesar 100 kN. Satu segmen barrier direncanakan sepanjang satu setengah meter, dan beban P diasumsikan ditahan oleh barrier sepanjang satu setengah meter dan beban P dibebankan di tepi atas barrier dengan $H = 1,00$ m.

- P_{ult} = 100 kN
- H = 1,00 m
- Momen Ultimate (M_u) = $P_{ult} \times H$
 = 100 kN x 1,00 m
 = 100 kNm
 = 100×10^6 Mpa

Data perencanaan concrete barrier:

- Bw = 1500 m (tiap segmen)
- h = 500 mm
- d' = 30 mm
- d = 470 mm
- fy = 250 Mpa
- f'c = 29,05 Mpa
- D tulangan = 16 mm, As' = 200,96 mm²
- D sengkang = 10 mm, As'' = 78,5 mm²

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{100000000}{0,8 \times 1500 \times 470^2} = 0,377$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'_c} = \frac{250}{0,85 \times 29,05} = 10,12$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = 0,0056$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times 0,85 \times 29,05}{250} \times \frac{600}{600 + 250} = 0,0593$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b = 0,044$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{10,12} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 10,12 \times 0,377}{250}} \right) = 0,00152$$

Karena $\rho_{\text{perlu}} < \rho_{\min}$, maka yang dipakai adalah ρ_{\min} .

$$\begin{aligned} \text{As} &= \rho_{\min} \times b \times d \\ &= 0,0056 \times 1500 \times 470 \\ &= 2632 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipakai 14Ø16 (As pakai = 2813,4 mm²)

4.2.2 Perencanaan Pelat Lantai Kendaraan

Data Perencanaan Pelat Lantai Kendaraan:

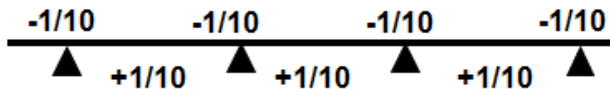
Tebal Lantai	= 0,2 m
Jarak Antara Gelagar	= 1,85 m
Lebar Jalur	= 3 m
Lebar Total Jembatan	= 7 m
f_c' Slab Beton	= 29,05 Mpa
Modulus Elastisitas	= 25332 Mpa
f_y Baja Tulangan	= 390 Mpa

Pembebanan:

- Beban Tetap (Mati):

Berat Sendiri Pelat	= $0,2 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3$
	= 480 kg/m
Berat Air Hujan	= $0,05 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 980 \text{ kg/m}^3$
	= 49 kg/m
Berat Aspal	= $0,1 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 2200 \text{ kg/m}^3$
	= 220 kg/m
Berat Mati Total (Q_D)	= 749 kg/m
- Beban Truk T

T	= 112,5 kN
KuTT	= 2
T'	= $112,5 \times (1 + \text{DLA})$
	= $112,5 \times (1 + 0,4)$
	= 157,5 kN
	= 15750 kg
- Perhitungan Momen



Gambar 4.2

Perletakan Pelat Lantai

(PBI 1971 hal 199 pasal 13.2)

$$M_{QD} = 1/10 \times 749 \times 1,85^2 = 256,34 \text{ kgm}$$

$$M_T = 0,8 \times (1,85+0,6)/10 \times 15750 \times 1,8 = 5556,6 \text{ kgm}$$

$$M_U = 5812,9 \text{ kgm}$$

- Penulangan Slab Beton

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{58129000}{0,8 \times 1000 \times 165^2} = 2,66$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 29,05} = 15,8$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times 0,85 \times 29,05}{390} \times \frac{600}{600 + 390} = 0,0326$$

$$\rho_{min} = 0,0018 \quad (\text{untuk } 240 \text{ Mpa} < f_y < 400 \text{ Mpa})$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{15,8} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,8 \times 2,66}{390}} \right) = 0,0072$$

Karena $\rho_{perlu} > \rho_{min}$, maka dipakai $\rho_{perlu} = 0,0072$

$$A_s = 0,0072 \times 1000 \times 165 = 1188 \text{ mm}^2$$

$$S = (\pi D^2/4) \times b/A_s = 111,72 \text{ mm}$$

Digunakan diameter tulangan D13 – 100

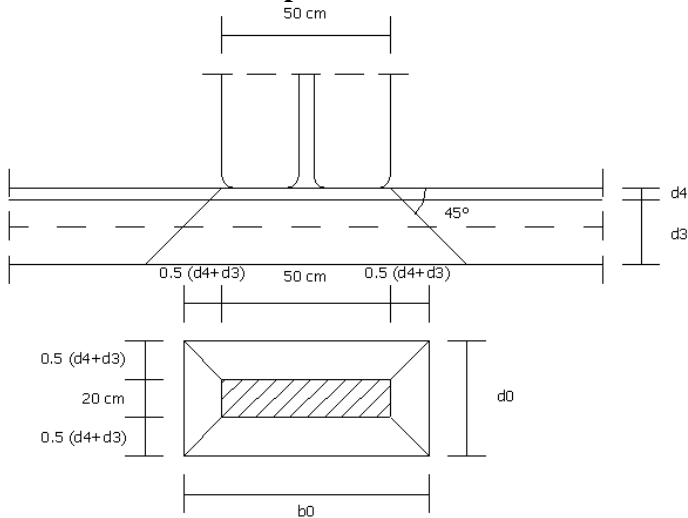
Untuk tulangan susut arah memanjang diambil 50% dari tulangan pokok, maka:

$$A_s = 50\% \times 1320 = 594 \text{ mm}^2$$

$$S = (\pi D^2/4) \times b/A_s = 223,45 \text{ mm}$$

Digunakan diameter tulangan D13 - 200

4.2.3 Kontrol Terhadap Geser Pons



Gambar 4.3 Kontrol Geser Pons

Gaya Geser (V)	=	$K^U_{TT} \times 112,5 \times (1+0,4)$
	=	$1,8 \times 112,5 \times 1,4$
	=	283,5 kN
Luas Bidang Kritis (Ak)	=	$2 \times (b_0 + d_0) \times d_3$
	=	$2 \times (77 + 47) \times 20$
	=	6696 cm^2
	=	$6,7 \times 10^5 \text{ mm}^2$
Kemampuan Geser (Vu)	=	Ak x Tegangan Geser Beton
	=	$6,7 \times 10^5 \times \frac{1}{3} \sqrt{f'_{c'}}$
	=	$6,7 \times 10^5 \times \frac{1}{3} \sqrt{30}$
	=	1223247,045 N
	=	1223,247045 kN
Gaya Geser	<	Ø Vu
283,5 kN	<	0,7 x 1223,247045 kN
283,5 kN	<	856,27 kN

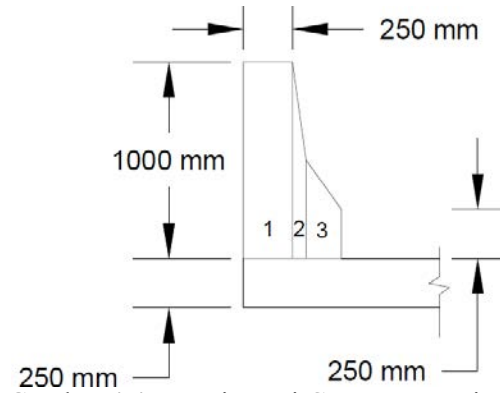
4.3 Perencanaan Struktur Bangunan Atas

4.3.1 Perhitungan Analisis Beban

4.3.1.1 Beban Mati

Berdasarkan gambar awal dapat dilakukan perhitungan beban mati awal. Jarak segmen jembatan adalah 50 m, jadi beban jembatan dihitung sepanjang 50 m.

- Beban Struktur Sekunder



Gambar 4.4 Dimensi Concrete Barrier

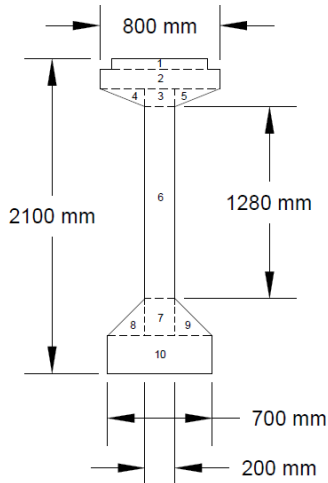
- Berat Concrete Barrier

$$\begin{aligned}
 \text{Luas 1} &= 0,25 \times 1,00 &= 0,25 \text{ m}^2 \\
 \text{Luas 2} &= (1 + 0,25) \times 0,07 \times 0,5 &= 0,0525 \text{ m}^2 \\
 \text{Luas 3} &= (0,5 + 0,25) \times 0,18 \times 0,5 &= 0,0675 \text{ m}^2 + \\
 \text{Total} &&= 0,37 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Volume} &= \text{Luas Total} \times \text{Panjang} \\
 &= 0,37 \text{ m}^2 \times 50 \text{ m} \\
 &= 18,5 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat} &= \text{Volume} \times \text{Berat Jenis} \\
 &= 18,5 \text{ m}^3 \times 2400 \text{ kg/m}^3 \\
 &= 44400 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

- Beban Struktur Primer
 - Berat I Girder



Gambar 4.5 Dimensi Girder

Tabel 4.1 Luas Penampang I Girder

Luasan	Dimensi			Luas Penampang A (m ²)
	b atas (m)	b bawah (m)	h (m)	
1	0.64	0.64	0.07	0.0448
2	0.8	0.8	0.13	0.104
3	0.2	0.2	0.12	0.024
4	0.3	0	0.12	0.018
5	0.3	0	0.12	0.018
6	0.2	0.2	1.28	0.256
7	0.2	0.2	0.25	0.05
8	0	0.25	0.25	0.03125
9	0	0.25	0.25	0.03125
10	0.7	0.7	0.25	0.175
Total			2.1	0.7523

Maka beban mati total:

I Girder	= Luas x γ girder beton	
	= $0,7523 \times 2500$	= $1880,75 \text{ kg/m}^3$
Slab	= t slab x s x γ beton	
	= $0,20 \times 1,85 \times 2400$	= 888 kg/m^3
Aspal	= t aspal x s x γ aspal	
	= $0,06 \times 1,85 \times 2200$	= $244,2 \text{ kg/m}^3$
Diafragma	= Volume x γ n x dia/span	
	= $0,4 \times 2400 \times 4 / 50$	= $76,8 \text{ kg/m}^3$
Total q_D		= $3089,75 \text{ kg/m}^3$

4.3.1.2 Beban Hidup

- Beban Terbagi Rata (BTR)

Beban terbagi rata UDL mempunyai intensitas q kpa, dimana besarnya nilai q tergantung pada panjang total yang dibebani. Untuk bentang jembatan yang lebih dari 30 m besarnya q adalah sebagai berikut:

$$q = 9 \left(0,5 + \frac{15}{L} \right) \text{ kPa (RSNI T-02-2005 pasal 6.3.1.2)}$$

Karena terdapat dua bentang yang berbeda pada jembatan Cimandiri ini yaitu bentang 50 m dan 30 m, maka nilai q adalah sebagai berikut:

- Nilai q untuk bentang 50 m:

$$q = 9 \left(0,5 + \frac{15}{50} \right)$$

$$q = 7,2 \text{ kPa} = 7,2 \text{ kN/m}^2$$

- Nilai q untuk bentang 30 m:

$$q = 9 \left(0,5 + \frac{15}{30} \right)$$

$$q = 9 \text{ kPa} = 9 \text{ kN/m}^2$$

- **Beban Garis (BGT)**

Besar beban garis yang direncanakan berdasarkan RSNI-T-02-2005 pasal 6.3.1 adalah 49 kN/m. Jembatan terdiri dari dua jalur, setiap jalur memiliki lebar 3 m, jadi besarnya beban P untuk setiap jalur adalah:

$$P = (49 \times 3) + (50\% \times 49 \times 3) = 220,5 \text{ kN/jalur}$$

Dari gambar 6.3 RSNI T-02-2005 pasal 6.3.1 diperoleh faktor DLA untuk bentang 50 dan 30 menerus yaitusebesar 40%, jadi beban BGT total adalah:

$$\begin{aligned} P &= 220,5 \times (1 + \text{DLA}) \\ &= 220,5 \times (1 + 40\%) \\ &= 308,7 \text{ kN/jalur} \\ &= 30870 \text{ kg/jalur} \end{aligned}$$

- **Beban Truk T**

Berdasarkan RSNI T-02-2005 pasal 6.4.1 gambar 7 dinyatakan beban truk adalah sebesar 112,5 kN/roda yang setara dengan truk semi trailer dimana jarak antara 2 as belakang truk dapat diubah – ubah antara 4 - 9 m guna mendapatkan pengaruh terbesar pada arah memanjang jembatan:

$$\begin{aligned} \text{DLA} &= 40\% \\ T &= 112,5 \times (1 + \text{DLA}) \\ &= 112,5 \times (1 + 40\%) \\ &= 157,5 \text{ kN} \\ &= 15750 \text{ kg} \end{aligned}$$

- **Beban Rem**

Berdasarkan RSNI T-02-2005 pasal 6.7 gambar 9 diperoleh untuk bentang 50 m, maka gaya rem yang terjadi sebesar 120 kN. Sedangkan gaya rem yang terjadi untuk bentang 30 m yaitu sebesar 80 kN.

4.3.1.3 Beban Angin

- Beban Angin pada I Girder

Gaya nominal dan gaya layan jembatan sangat bergantung pada kecepatan angin rencana sebagai berikut:

$$Tew = 0,0006 \times Cw \times Vw^2 \times Ab$$

(RSNI T-02-2005 pasal 7.6.2)

Dimana:

Cw = Koefisien Seret, dari tabel 27 RSNI T-02-2005

Vw = Kecepatan Angin Rencana (m/s^2), dari tabel 28 RSNI T-02-2005

Cw = 1,524

Vw = 30 m/s

Ab = $(2,3 + 1 + 0,27) \times 50$
 $= 178,5 m^2$

Tew = $0,0006 \times 1,524 \times 30^2 \times 178,5$
 $= 146,9 kN$

- Beban Angin Tambahan Akibat Kendaraan pada Jembatan

Beban angin tambahan akibat kendaraan pada jembatan dihitung berdasarkan rumus pada RSNI T-02-2005 pasal 7.6.4:

$$Tew = 0,0012 \times Cw \times Vw^2 \times L/2$$

(RSNI T-02-2005 pasal 7.6.4)

$$Tew = 0,0012 \times 1,524 \times 30^2 \times 25$$

$$= 41,148 kN$$

4.3.1.4 Beban Gempa

Pengaruh beban gampe rencana hanya ditinjau pada keadaan batas ultimate dan untuk beban rencana gempa minimum diperoleh dari rumus berikut:

$$T_{EQ} = Kh \times I \times W_T \quad \text{dan} \quad Ks = C \times S$$

Dimana:

- T_{EQ} = Gaya geser dasar total arah yang ditinjau
- K_h = Koefisien beban gempa horizontal
- C = Koefisien geser dasar untuk daerah, waktu dan kondisi setempat
(RSNI T-02-2005 Gambar 14)
- I = Faktor kepentingan (RSNI T-02-2005 tabel 32)
- S = Faktor tipe bangunan (RSNI T-02-2005 tabel 39)
- W_T = Berat total nominal bangunan yang memengaruhi perencanaan gempa diambil sebagai beban mati ditambah beban mati tambahan (kN)

Spesifikasi lokasi jembatan sebagai berikut:

- Jembatan Cimandiri Kabupaten Sukabumi termasuk pada daerah zona gempa 4
- Tanah Keras
- Periode Waktu Getar (T) = 1 detik

Dimana:

- C = 0,1
- I = 1,0
- S = 3,0

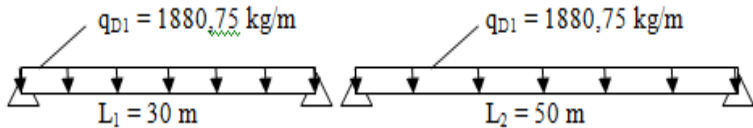
Sehingga:

- K_h = $C \times S$
= $0,1 \times 3,0$
= 0,3
- T_{EQ} = $K_h \times I \times W_T$
= $0,3 \times 1,0 \times 1544,5$ kN
= 463,35 kN

4.3.2 Perhitungan Momen

4.3.2.1 Perhitungan Momen *Simple Beam*

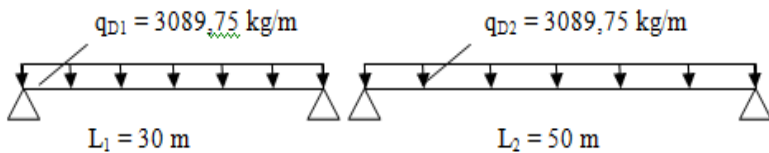
- Akibat Berat Sendiri Gelagar I Girder



$$M_{D1} (L_1 = 30 \text{ m}) = 1/8 \times 1880,75 \times 30^2 = 211584,375 \text{ kgm}$$

$$M_{D1} (L_2 = 50 \text{ m}) = 1/8 \times 1880,75 \times 50^2 = 587734,375 \text{ kgm}$$

- Akibat Beban Mati Total (I Girder, plat lantai, diafragma, aspal)

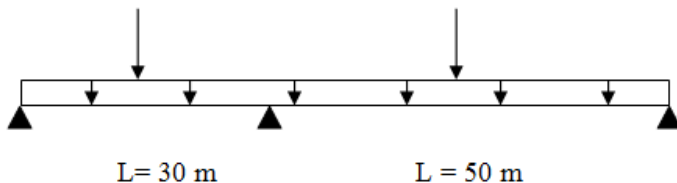


$$M_{D2} (L_1 = 30 \text{ m}) = 1/8 \times 3089,75 \times 30^2 = 347596,875 \text{ kgm}$$

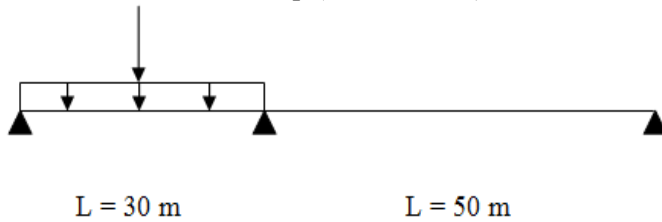
$$M_{D2} (L_2 = 50 \text{ m}) = 1/8 \times 3089,75 \times 50^2 = 965546,875 \text{ kgm}$$

4.3.2.2 Perhitungan Momen *Continuous Beam*

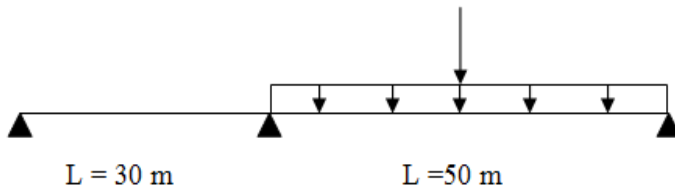
- Akibat Beban Hidup (Kombinasi 1)



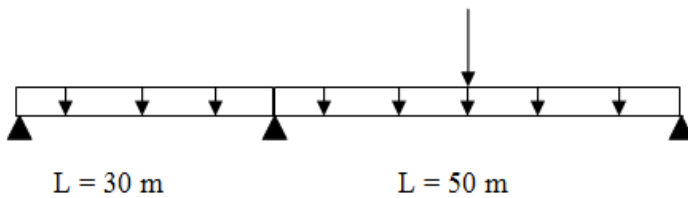
- Akibat Beban Hidup (Kombinasi 2)



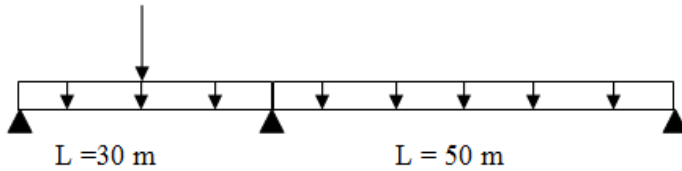
- Akibat Beban Hidup (Kombinasi 3)



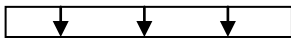
- Akibat Beban Hidup (Kombinasi 4)



- Akibat Beban Hidup (Kombinasi 5)



Dimana:

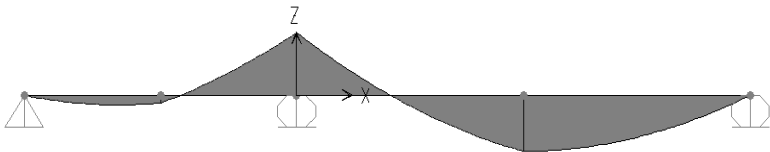


$Q \text{ BTR} = 2331 \text{ kg/m}$

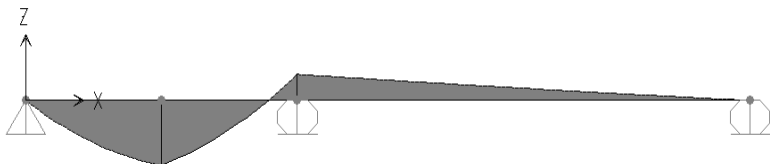
$P \text{ BGT} = 61740 \text{ kg}$

Dengan menggunakan program bantu SAP 2000 didapatkan momen akibat kombinasi beban hidup sebagai berikut:

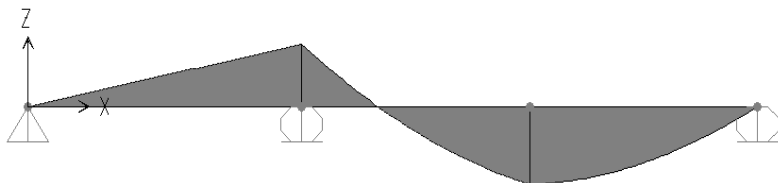
- Kombinasi 1



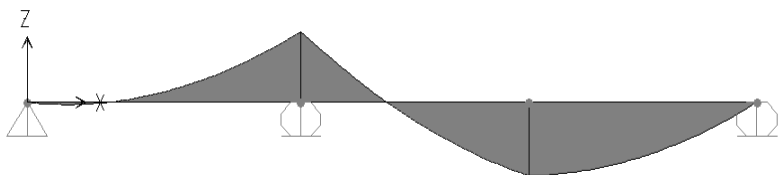
- Kombinasi 2



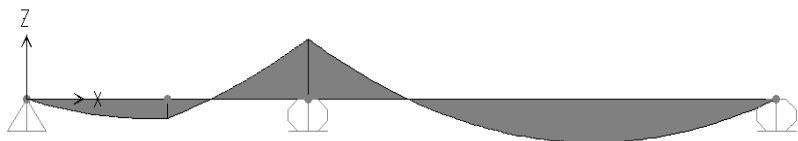
- Kombinasi 3



- Kombinasi 4



- Kombinasi 5



Tabel 4.2 Momen Kombinasi Beban Hidup

Jarak (m)	Kombinasi 1		Kombinasi 2		Kombinasi 3		Kombinasi 4		Kombinasi 5	
	V (kN)	M (kNm)	V (kN)	M (kNm)	V (kN)	M (kNm)	V (kN)	M (kNm)	V (kN)	M (kNm)
0	-349.526	0	-586.824	0	237.298	0	-81.903	0	-467.765	0
0.5	-337.214	171.685	-574.841	290.4162	237.627	-118.731	-69.756	37.9148	-455.617	230.8455
1	-324.903	337.2141	-562.857	574.8407	237.955	-237.627	-57.609	69.756	-443.47	455.6174
1.5	-312.591	496.5876	-550.874	853.2736	238.283	-356.686	-45.461	95.5234	-431.323	674.3155
2	-300.28	649.8053	-538.891	1125.715	238.611	-475.91	-33.314	115.2172	-419.175	886.9399
2.5	-287.968	796.8672	-526.908	1392.165	238.94	-595.297	-21.166	128.8373	-407.028	1093.491
3	-275.657	937.7734	-514.924	1652.623	239.268	-714.849	-9.019	136.3837	-394.88	1293.968
3.5	-263.345	1072.524	-502.941	1907.089	239.596	-834.565	3.128	137.8564	-382.733	1488.371
4	-251.034	1201.119	-490.958	2155.564	239.924	-954.445	15.276	133.2554	-370.586	1676.701
4.5	-238.722	1323.558	-478.975	2398.047	240.253	-1074.49	27.423	122.5807	-358.438	1858.957
5	-226.411	1439.841	-466.991	2634.539	240.581	-1194.7	39.57	105.8323	-346.291	2035.139
5.5	-214.099	1549.968	-455.008	2865.039	240.909	-1315.07	51.718	83.0103	-334.144	2205.248
6	-201.788	1653.94	-443.025	3089.547	241.237	-1435.61	63.865	54.1145	-321.996	2369.283
6.5	-189.476	1751.756	-431.042	3308.063	241.566	-1556.31	76.013	19.1451	-309.849	2527.244
7	-177.165	1843.416	-419.058	3520.589	241.894	-1677.17	88.16	-21.898	-297.701	2679.132
7.5	-164.853	1928.92	-407.075	3727.122	242.222	-1798.2	100.307	-69.0148	-285.554	2824.946
8	-152.542	2008.269	-395.092	3927.664	242.55	-1919.39	112.455	-122.205	-273.407	2964.686
8.5	-140.23	2081.462	-383.109	4122.214	242.879	-2040.75	124.602	-181.47	-261.259	3098.352
9	-127.919	2148.499	-371.125	4310.772	243.207	-2162.27	136.749	-246.807	-249.112	3225.945
9.5	-115.607	2209.381	-359.142	4493.339	243.535	-2283.96	148.897	-318.219	-236.965	3347.464
10	-103.296	2264.106	-347.159	4669.915	243.863	-2405.81	161.044	-395.704	-224.817	3462.91
10.5	-90.984	2312.676	-335.176	4840.498	244.192	-2527.82	173.192	-479.263	-212.67	3572.281
11	-78.673	2355.09	-323.192	5005.09	244.52	-2650	185.339	-568.896	-200.522	3675.579
11.5	-66.361	2391.349	-311.209	5163.691	244.848	-2772.34	197.486	-664.602	-188.375	3772.804
12	-54.05	2421.451	-299.226	5316.3	245.176	-2894.85	209.634	-766.382	-176.228	3863.954
12.5	-41.738	2445.398	-287.243	5462.917	245.505	-3017.52	221.781	-874.236	-164.08	3949.031
13	-29.427	2463.19	-275.259	5603.542	245.833	-3140.35	233.928	-988.163	-151.933	4028.035
13.5	-17.115	2474.825	-263.276	5738.176	246.161	-3263.35	246.076	-1108.16	-139.786	4100.964
14	-4.804	2480.305	-251.293	5866.818	246.489	-3386.51	258.223	-1234.24	-127.638	4167.82
14.5	7.508	2479.629	-239.31	5989.469	246.818	-3509.84	270.371	-1366.39	-115.491	4228.603
15	19.819	2472.797	-227.326	6106.128	247.146	-3633.33	282.518	-1504.61	-103.343	4283.311
15	637.219	2472.797	390.074	6106.128	247.146	-3633.33	282.518	-1504.61	514.057	4283.311
15.5	649.531	2151.109	402.057	5908.095	247.474	-3756.99	294.665	-1648.91	526.204	4023.246
16	661.842	1823.266	414.04	5704.071	247.802	-3880.81	306.813	-1799.27	538.351	3757.107
16.5	674.154	1489.267	426.023	5494.055	248.131	-4004.79	318.96	-1955.72	550.499	3484.895
17	686.465	1149.112	438.007	5278.048	248.459	-4128.94	331.107	-2118.24	562.646	3206.608
17.5	698.777	802.8012	449.99	5056.049	248.787	-4253.25	343.255	-2286.83	574.793	2922.249
18	711.088	450.3349	461.973	4828.058	249.115	-4377.72	355.402	-2461.49	586.941	2631.815
18.5	723.4	91.7128	473.956	4594.076	249.444	-4502.36	367.55	-2642.23	599.088	2335.308
19	735.711	-273.065	485.94	4354.102	249.772	-4627.17	379.697	-2829.04	611.236	2032.727
19.5	748.023	-643.999	497.923	4108.136	250.1	-4752.13	391.844	-3021.92	623.383	1724.072
20	760.334	-1021.09	509.906	3856.179	250.428	-4877.27	403.992	-3220.88	635.53	1409.344

Tabel 4.3 Momen Kombinasi Beban Hidup

Jarak (m)	Kombinasi 1		Kombinasi 2		Kombinasi 3		Kombinasi 4		Kombinasi 5	
	V (kN)	M (kNm)	V (kN)	M (kNm)	V (kN)	M (kNm)	V (kN)	M (kNm)	V (kN)	M (kNm)
20.5	772.646	-1404.33	521.889	3598.23	250.757	-5002.56	416.139	-3425.92	647.678	1088.542
21	784.957	-1793.73	533.873	3334.29	251.085	-5128.02	428.286	-3637.02	659.825	761.666
21.5	797.269	-2189.29	545.856	3064.357	251.413	-5253.65	440.434	-3854.2	671.972	428.7166
22	809.58	-2591	557.839	2788.434	251.741	-5379.44	452.581	-4077.46	684.12	89.6935
22.5	821.892	-2998.87	569.822	2506.518	252.07	-5505.39	464.729	-4306.78	696.267	-255.403
23	834.203	-3412.89	581.806	2218.611	252.398	-5631.51	476.876	-4542.19	708.415	-606.574
23.5	846.515	-3833.07	593.789	1924.713	252.726	-5757.79	489.023	-4783.66	720.562	-963.818
24	858.826	-4259.41	605.772	1624.823	253.054	-5884.23	501.171	-5031.21	732.709	-1327.14
24.5	871.138	-4691.9	617.755	1318.941	253.383	-6010.84	513.318	-5284.83	744.857	-1696.53
25	883.449	-5130.55	629.739	1007.067	253.711	-6137.62	525.465	-5544.53	757.004	-2071.99
25.5	895.761	-5575.35	641.722	689.2021	254.039	-6264.55	537.613	-5810.3	769.152	-2453.53
26	908.072	-6026.31	653.705	365.3453	254.367	-6391.65	549.76	-6082.14	781.299	-2841.14
26.5	920.384	-6483.42	665.688	35.497	254.696	-6518.92	561.908	-6360.06	793.446	-3234.83
27	932.695	-6946.69	677.672	-300.343	255.024	-6646.35	574.055	-6644.05	805.594	-3634.59
27.5	945.007	-7416.12	689.655	-642.175	255.352	-6773.94	586.202	-6934.11	817.741	-4040.42
28	957.319	-7891.7	701.638	-989.998	255.68	-6901.7	598.35	-7230.25	829.888	-4452.33
28.5	969.63	-8373.44	713.621	-1343.81	256.009	-7029.62	610.497	-7532.46	842.036	-4870.31
29	981.942	-8861.33	725.605	-1703.62	256.337	-7157.71	622.645	-7840.75	854.183	-5294.37
29.5	994.253	-9355.38	737.588	-2069.42	256.665	-7285.96	634.792	-8155.11	866.331	-5724.5
30	1006.565	-9855.58	749.571	-2441.21	256.993	-7414.38	646.939	-8475.54	878.478	-6160.7
30	-1004.84	-9855.58	-65.237	-2441.21	-939.6	-7414.38	-969.03	-8475.54	-614.033	-6160.7
30.5	-994.856	-9355.66	-64.908	-2408.67	-929.948	-6946.99	-959.213	-7993.48	-604.216	-5856.14
31	-984.876	-8860.73	-64.58	-2376.3	-920.296	-6484.43	-949.397	-7516.33	-594.4	-5556.48
31.5	-974.895	-8370.78	-64.252	-2344.09	-910.643	-6026.69	-939.58	-7044.08	-584.584	-5261.74
32	-964.915	-7885.83	-63.924	-2312.05	-900.991	-5573.78	-929.764	-6576.75	-574.767	-4971.9
32.5	-954.934	-7405.87	-63.595	-2280.17	-891.339	-5125.7	-919.948	-6114.32	-564.951	-4686.97
33	-944.954	-6930.9	-63.267	-2248.45	-881.687	-4682.45	-910.131	-5656.8	-555.135	-4406.95
33.5	-934.973	-6460.92	-62.939	-2216.9	-872.034	-4244.02	-900.315	-5204.19	-545.318	-4131.83
34	-924.993	-5995.92	-62.611	-2185.51	-862.382	-3810.41	-890.499	-4756.48	-535.502	-3861.63
34.5	-915.012	-5535.92	-62.282	-2154.29	-852.73	-3381.63	-880.682	-4313.69	-525.685	-3596.33
35	-905.032	-5080.91	-61.954	-2123.23	-843.078	-2957.68	-870.866	-3875.8	-515.869	-3335.94
35.5	-895.051	-4630.89	-61.626	-2092.33	-833.425	-2538.56	-861.049	-3442.82	-506.053	-3080.46
36	-885.071	-4185.86	-61.298	-2061.6	-823.773	-2124.26	-851.233	-3014.75	-496.236	-2829.89
36.5	-875.09	-3745.82	-60.969	-2031.04	-814.121	-1714.78	-841.417	-2591.59	-486.42	-2584.23
37	-865.11	-3310.77	-60.641	-2000.63	-804.469	-1310.14	-831.6	-2173.33	-476.604	-2343.47
37.5	-855.129	-2880.71	-60.313	-1970.4	-794.816	-910.314	-821.784	-1759.99	-466.787	-2107.62
38	-845.149	-2455.64	-59.985	-1940.32	-785.164	-515.319	-811.968	-1351.55	-456.971	-1876.68
38.5	-835.168	-2035.56	-59.656	-1910.41	-775.512	-125.15	-802.151	-948.02	-447.154	-1650.65
39	-825.188	-1620.47	-59.328	-1880.67	-765.86	260.1926	-792.335	-549.399	-437.338	-1429.53
39.5	-815.207	-1210.37	-59	-1851.08	-756.207	640.7093	-782.518	-155.685	-427.522	-1213.31
40	-805.227	-805.265	-58.672	-1821.67	-746.555	1016.4	-772.702	233.1198	-417.705	-1002.01

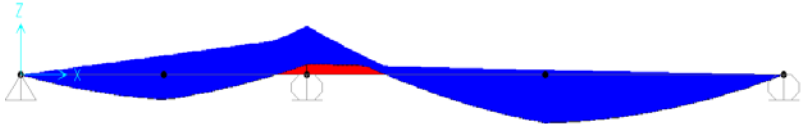
Tabel 4.4 Momen Kombinasi Beban Hidup

Jarak (m)	Kombinasi 1		Kombinasi 2		Kombinasi 3		Kombinasi 4		Kombinasi 5	
	V (kN)	M (kNm)	V (kN)	M (kNm)	V (kN)	M (kNm)	V (kN)	M (kNm)	V (kN)	M (kNm)
40.5	-795.246	-405.147	-58.343	-1792.41	-736.903	1387.264	-762.886	617.0168	-407.889	-795.609
41	-785.266	-10.019	-58.015	-1763.32	-727.251	1753.303	-753.069	996.0055	-398.073	-594.118
41.5	-775.285	380.1188	-57.687	-1734.4	-717.598	2114.515	-743.253	1370.086	-388.256	-397.536
42	-765.305	765.2663	-57.359	-1705.63	-707.946	2470.901	-733.437	1739.259	-378.44	-205.862
42.5	-755.324	1145.424	-57.03	-1677.04	-698.294	2822.461	-723.62	2103.523	-368.623	-19.0964
43	-745.344	1520.591	-56.702	-1648.6	-688.642	3169.195	-713.804	2462.879	-358.807	162.7612
43.5	-735.363	1890.767	-56.374	-1620.34	-678.989	3511.103	-703.987	2817.327	-348.991	339.7106
44	-725.383	2255.954	-56.046	-1592.23	-669.337	3848.184	-694.171	3166.866	-339.174	511.7518
44.5	-715.402	2616.15	-55.717	-1564.29	-659.685	4180.44	-684.355	3511.498	-329.358	678.8849
45	-705.422	2971.356	-55.389	-1536.51	-650.033	4507.869	-674.538	3851.221	-319.541	841.1097
45.5	-695.441	3321.572	-55.061	-1508.9	-640.38	4830.472	-664.722	4186.036	-309.725	998.4264
46	-685.461	3666.797	-54.733	-1481.45	-630.728	5148.249	-654.906	4515.943	-299.909	1150.835
46.5	-675.48	4007.032	-54.404	-1454.17	-621.076	5461.2	-645.089	4840.942	-290.092	1298.335
47	-665.5	4342.277	-54.076	-1427.05	-611.424	5769.325	-635.273	5161.032	-280.276	1440.927
47.5	-655.519	4672.532	-53.748	-1400.09	-601.771	6072.624	-625.456	5476.214	-270.46	1578.611
48	-645.539	4997.797	-53.42	-1373.3	-592.119	6371.096	-615.64	5786.488	-260.643	1711.387
48.5	-635.558	5318.071	-53.091	-1346.67	-582.467	6664.743	-605.824	6091.854	-250.827	1839.254
49	-625.578	5633.355	-52.763	-1320.21	-572.815	6953.563	-596.007	6392.312	-241.01	1962.214
49.5	-615.597	5943.648	-52.435	-1293.91	-563.162	7237.557	-586.191	6687.862	-231.194	2080.265
50	-605.617	6248.952	-52.107	-1267.77	-553.51	7516.725	-576.375	6978.503	-221.378	2193.408
50.5	-595.636	6549.265	-51.778	-1241.8	-543.858	7791.067	-566.558	7264.236	-211.561	2301.643
51	-585.656	6844.588	-51.45	-1216	-534.206	8060.583	-556.742	7545.061	-201.745	2404.969
51.5	-575.675	7134.921	-51.122	-1190.35	-524.553	8325.273	-546.925	7820.978	-191.929	2503.388
52	-565.695	7420.263	-50.794	-1164.87	-514.901	8585.136	-537.109	8091.987	-182.112	2596.898
52.5	-555.714	7700.616	-50.465	-1139.56	-505.249	8840.174	-527.293	8358.087	-172.296	2685.5
53	-545.734	7975.977	-50.137	-1114.41	-495.597	9090.385	-517.476	8619.279	-162.479	2769.194
53.5	-535.753	8246.349	-49.809	-1089.42	-485.944	9335.77	-507.66	8875.563	-152.663	2847.979
54	-525.773	8511.731	-49.481	-1064.6	-476.292	9576.329	-497.844	9126.939	-142.847	2921.857
54.5	-515.792	8772.122	-49.152	-1039.94	-466.64	9812.062	-488.027	9373.407	-133.03	2990.826
55	-505.812	9027.523	-48.824	-1015.45	-456.988	10042.97	-478.211	9614.966	-123.214	3054.887
55	111.588	9027.523	-48.824	-1015.45	160.412	10042.97	139.189	9614.966	-123.214	3054.887
55.5	121.569	8969.234	-48.496	-991.116	170.065	9960.35	149.006	9542.918	-113.398	3114.04
56	131.549	8905.954	-48.168	-966.951	179.717	9872.905	158.822	9465.961	-103.581	3168.285
56.5	141.53	8837.684	-47.839	-942.949	189.369	9780.633	168.638	9384.096	-93.765	3217.621
57	151.51	8764.424	-47.511	-919.111	199.021	9683.535	178.455	9297.322	-83.948	3262.049
57.5	161.491	8686.174	-47.183	-895.438	208.674	9581.611	188.271	9205.641	-74.132	3301.569
58	171.471	8602.933	-46.855	-871.928	218.326	9474.862	198.087	9109.051	-64.316	3336.181
58.5	181.452	8514.702	-46.526	-848.583	227.978	9363.285	207.904	9007.553	-54.499	3365.885
59	191.432	8421.481	-46.198	-825.402	237.63	9246.883	217.72	8901.147	-44.683	3390.681
59.5	201.413	8323.27	-45.87	-802.385	247.283	9125.655	227.537	8789.833	-34.867	3410.568
60	211.393	8220.069	-45.542	-779.532	256.935	8999.601	237.353	8673.611	-25.05	3425.547

Tabel 4.5 Momen Kombinasi Beban Hidup

Jarak (m)	Kombinasi 1		Kombinasi 2		Kombinasi 3		Kombinasi 4		Kombinasi 5	
	V (kN)	M (kNm)	V (kN)	M (kNm)	V (kN)	M (kNm)	V (kN)	M (kNm)	V (kN)	M (kNm)
60.5	221.374	8111.877	-45.213	-756.843	266.587	8868.72	247.169	8552.48	-15.234	3435.618
61	231.354	7998.695	-44.885	-734.319	276.24	8733.013	256.986	8426.441	-5.417	3440.781
61.5	241.335	7880.522	-44.557	-711.958	285.892	8592.48	266.802	8295.494	4.399	3441.036
62	251.315	7757.36	-44.229	-689.762	295.544	8447.122	276.619	8159.639	14.215	3436.382
62.5	261.296	7629.207	-43.9	-667.73	305.196	8296.936	286.435	8018.876	24.032	3426.82
63	271.276	7496.064	-43.572	-645.861	314.849	8141.925	296.251	7873.204	33.848	3412.35
63.5	281.257	7357.931	-43.244	-624.157	324.501	7982.088	306.068	7722.625	43.664	3392.972
64	291.237	7214.807	-42.916	-602.618	334.153	7817.425	315.884	7567.137	53.481	3368.686
64.5	301.218	7066.693	-42.587	-581.242	343.805	7647.935	325.7	7406.741	63.297	3339.491
65	311.198	6913.589	-42.259	-560.03	353.458	7473.619	335.517	7241.436	73.114	3305.389
65.5	321.179	6755.495	-41.931	-538.983	363.11	7294.477	345.333	7071.224	82.93	3266.378
66	331.159	6592.41	-41.603	-518.099	372.762	7110.51	355.15	6896.103	92.746	3222.459
66.5	341.14	6424.335	-41.274	-497.38	382.414	6921.715	364.966	6716.074	102.563	3173.632
67	351.12	6251.27	-40.946	-476.825	392.067	6728.095	374.782	6531.137	112.379	3119.896
67.5	361.101	6073.215	-40.618	-456.434	401.719	6529.649	384.599	6341.292	122.195	3061.252
68	371.081	5890.169	-40.29	-436.207	411.371	6326.376	394.415	6146.539	132.012	2997.701
68.5	381.062	5702.134	-39.961	-416.144	421.023	6118.278	404.231	5946.877	141.828	2929.241
69	391.042	5509.107	-39.633	-396.246	430.676	5905.353	414.048	5742.307	151.645	2855.872
69.5	401.023	5311.091	-39.305	-376.511	440.328	5687.602	423.864	5532.829	161.461	2777.596
70	411.003	5108.085	-38.977	-356.941	449.98	5465.025	433.681	5318.443	171.277	2694.411
70.5	420.984	4900.088	-38.648	-337.535	459.632	5237.622	443.497	5099.149	181.094	2606.319
71	430.964	4687.101	-38.32	-318.293	469.285	5005.393	453.313	4874.946	190.91	2513.318
71.5	440.945	4469.123	-37.992	-299.215	478.937	4768.338	463.13	4645.835	200.726	2415.408
72	450.925	4246.156	-37.664	-280.301	488.589	4526.456	472.946	4411.817	210.543	2312.591
72.5	460.906	4018.198	-37.335	-261.551	498.241	4279.749	482.762	4172.889	220.359	2204.866
73	470.886	3785.25	-37.007	-242.965	507.894	4028.215	492.579	3929.054	230.176	2092.232
73.5	480.867	3547.311	-36.679	-224.544	517.546	3771.855	502.395	3680.311	239.992	1974.69
74	490.847	3304.383	-36.351	-206.287	527.198	3510.669	512.212	3426.659	249.808	1852.24
74.5	500.828	3056.464	-36.022	-188.193	536.85	3244.657	522.028	3168.099	259.625	1724.882
75	510.808	2803.555	-35.694	-170.264	546.503	2973.819	531.844	2904.631	269.441	1592.615
75.5	520.789	2545.656	-35.366	-152.499	556.155	2698.155	541.661	2636.255	279.258	1455.44
76	530.769	2282.766	-35.038	-134.898	565.807	2417.664	551.477	2362.97	289.074	1313.358
76.5	540.75	2014.886	-34.709	-117.462	575.459	2132.348	561.293	2084.778	298.89	1166.367
77	550.73	1742.016	-34.381	-100.189	585.112	1842.205	571.11	1801.677	308.707	1014.467
77.5	560.711	1464.156	-34.053	-83.0805	594.764	1547.236	580.926	1513.668	318.523	857.6599
78	570.691	1181.305	-33.725	-66.1362	604.416	1247.441	590.743	1220.751	328.339	695.9443
78.5	580.672	893.4641	-33.396	-49.3559	614.068	942.82	600.559	922.9253	338.156	529.3205
79	590.652	600.633	-33.068	-32.7398	623.721	633.3728	610.375	620.1917	347.972	357.7885
79.5	600.633	302.8116	-32.74	-16.2878	633.373	319.0995	620.192	312.5499	357.789	181.3484
80	610.613	0	-32.412	0	643.025	0	630.008	0	367.605	0

Dengan menggunakan program bantu SAP 2000 didapatkan pula hasil superposisi dari momen akibat kombinasi beban hidup sebagai berikut:



Tabel 4.6 Momen Hasil Superposisi Kombinasi

Jarak (m)	Envelope Maks		Envelope Min	
	V (kN)	M (kNm)	V (kN)	M (kNm)
0	237.298	0	-586.824	0
0.5	237.627	290.4162	-574.841	-118.731
1	237.955	574.8407	-562.857	-237.627
1.5	238.283	853.2736	-550.874	-356.686
2	238.611	1125.715	-538.891	-475.91
2.5	238.94	1392.165	-526.908	-595.297
3	239.268	1652.623	-514.924	-714.849
3.5	239.596	1907.089	-502.941	-834.565
4	239.924	2155.564	-490.958	-954.445
4.5	240.253	2398.047	-478.975	-1074.49
5	240.581	2634.539	-466.991	-1194.7
5.5	240.909	2865.039	-455.008	-1315.07
6	241.237	3089.547	-443.025	-1435.61
6.5	241.566	3308.063	-431.042	-1556.31
7	241.894	3520.589	-419.058	-1677.17
7.5	242.222	3727.122	-407.075	-1798.2
8	242.55	3927.664	-395.092	-1919.39
8.5	242.879	4122.214	-383.109	-2040.75
9	243.207	4310.772	-371.125	-2162.27
9.5	243.535	4493.339	-359.142	-2283.96
10	243.863	4669.915	-347.159	-2405.81
10.5	244.192	4840.498	-335.176	-2527.82
11	244.52	5005.09	-323.192	-2650
11.5	244.848	5163.691	-311.209	-2772.34
12	245.176	5316.3	-299.226	-2894.85
12.5	245.505	5462.917	-287.243	-3017.52
13	245.833	5603.542	-275.259	-3140.35
13.5	246.161	5738.176	-263.276	-3263.35
14	258.223	5866.818	-251.293	-3386.51
14.5	270.371	5989.469	-239.31	-3509.84
15	282.518	6106.128	-227.326	-3633.33
15	637.219	6106.128	247.146	-3633.33
15.5	649.531	5908.095	247.474	-3756.99
16	661.842	5704.071	247.802	-3880.81
16.5	674.154	5494.055	248.131	-4004.79
17	686.465	5278.048	248.459	-4128.94
17.5	698.777	5056.049	248.787	-4253.25
18	711.088	4828.058	249.115	-4377.72
18.5	723.4	4594.076	249.444	-4502.36
19	735.711	4354.102	249.772	-4627.17
19.5	748.023	4108.136	250.1	-4752.13
20	760.334	3856.179	250.428	-4877.27

Tabel 4.7 Momen Hasil Superposisi Kombinasi

Jarak (m)	Envelope Maks		Envelope Min	
	V (kN)	M (kNm)	V (kN)	M (kNm)
21	784.957	3334.29	251.085	-5128.02
21.5	797.269	3064.357	251.413	-5253.65
22	809.58	2788.434	251.741	-5379.44
22.5	821.892	2506.518	252.07	-5505.39
23	834.203	2218.611	252.398	-5631.51
23.5	846.515	1924.713	252.726	-5757.79
24	858.826	1624.823	253.054	-5884.23
24.5	871.138	1318.941	253.383	-6010.84
25	883.449	1007.067	253.711	-6137.62
25.5	895.761	689.2021	254.039	-6264.55
26	908.072	365.3453	254.367	-6391.65
26.5	920.384	35.497	254.696	-6518.92
27	932.695	-300.343	255.024	-6946.69
27.5	945.007	-642.175	255.352	-7416.12
28	957.319	-989.998	255.68	-7891.7
28.5	969.63	-1343.81	256.009	-8373.44
29	981.942	-1703.62	256.337	-8861.33
29.5	994.253	-2069.42	256.665	-9355.38
30	1006.565	-2441.21	256.993	-9855.58
30	-65.237	-2441.21	-1004.84	-9855.58
30.5	-64.908	-2408.67	-994.856	-9355.66
31	-64.58	-2376.3	-984.876	-8860.73
31.5	-64.252	-2344.09	-974.895	-8370.78
32	-63.924	-2312.05	-964.915	-7885.83
32.5	-63.595	-2280.17	-954.934	-7405.87
33	-63.267	-2248.45	-944.954	-6930.9
33.5	-62.939	-2216.9	-934.973	-6460.92
34	-62.611	-2185.51	-924.993	-5995.92
34.5	-62.282	-2154.29	-915.012	-5535.92
35	-61.954	-2123.23	-905.032	-5080.91
35.5	-61.626	-2092.33	-895.051	-4630.89
36	-61.298	-2061.6	-885.071	-4185.86
36.5	-60.969	-1714.78	-875.09	-3745.82
37	-60.641	-1310.14	-865.11	-3310.77
37.5	-60.313	-910.314	-855.129	-2880.71
38	-59.985	-515.319	-845.149	-2455.64
38.5	-59.656	-125.15	-835.168	-2035.56
39	-59.328	260.1926	-825.188	-1880.67
39.5	-59	640.7093	-815.207	-1851.08
40	-58.672	1016.4	-805.227	-1821.67

Tabel 4.8 Momen Hasil Superposisi Kombinasi

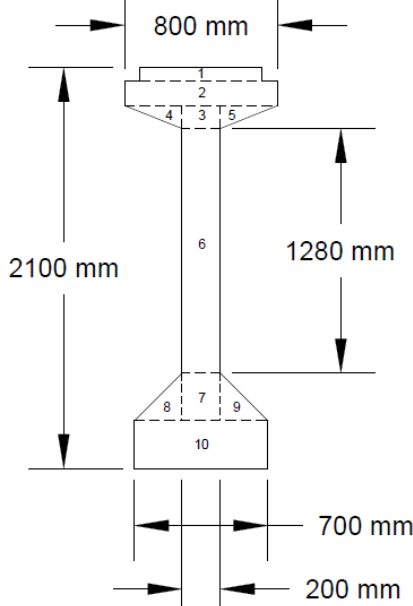
Jarak (m)	Envelope Maks		Envelope Min	
	V (kN)	M (kNm)	V (kN)	M (kNm)
40.5	-58.343	1387.264	-795.246	-1792.41
41	-58.015	1753.303	-785.266	-1763.32
41.5	-57.687	2114.515	-775.285	-1734.4
42	-57.359	2470.901	-765.305	-1705.63
42.5	-57.03	2822.461	-755.324	-1677.04
43	-56.702	3169.195	-745.344	-1648.6
43.5	-56.374	3511.103	-735.363	-1620.34
44	-56.046	3848.184	-725.383	-1592.23
44.5	-55.717	4180.44	-715.402	-1564.29
45	-55.389	4507.869	-705.422	-1536.51
45.5	-55.061	4830.472	-695.441	-1508.9
46	-54.733	5148.249	-685.461	-1481.45
46.5	-54.404	5461.2	-675.48	-1454.17
47	-54.076	5769.325	-665.5	-1427.05
47.5	-53.748	6072.624	-655.519	-1400.09
48	-53.42	6371.096	-645.539	-1373.3
48.5	-53.091	6664.743	-635.558	-1346.67
49	-52.763	6953.563	-625.578	-1320.21
49.5	-52.435	7237.557	-615.597	-1293.91
50	-52.107	7516.725	-605.617	-1267.77
50.5	-51.778	7791.067	-595.636	-1241.8
51	-51.45	8060.583	-585.656	-1216
51.5	-51.122	8325.273	-575.675	-1190.35
52	-50.794	8585.136	-565.695	-1164.87
52.5	-50.465	8840.174	-555.714	-1139.56
53	-50.137	9090.385	-545.734	-1114.41
53.5	-49.809	9335.77	-535.753	-1089.42
54	-49.481	9576.329	-525.773	-1064.6
54.5	-49.152	9812.062	-515.792	-1039.94
55	-48.824	10042.97	-505.812	-1015.45
55	160.412	10042.97	-123.214	-1015.45
55.5	170.065	9960.35	-113.398	-991.116
56	179.717	9872.905	-103.581	-966.951
56.5	189.369	9780.633	-93.765	-942.949
57	199.021	9683.535	-83.948	-919.111
57.5	208.674	9581.611	-74.132	-895.438
58	218.326	9474.862	-64.316	-871.928
58.5	227.978	9363.285	-54.499	-848.583
59	237.63	9246.883	-46.198	-825.402
59.5	247.283	9125.655	-45.87	-802.385
60	256.935	8999.601	-45.542	-779.532

Tabel 4.9 Momen Hasil Superposisi Kombinasi

Jarak (m)	Envelope Maks		Envelope Min	
	V (kN)	M (kNm)	V (kN)	M (kNm)
60.5	266.587	8868.72	-45.213	-756.843
61	276.24	8733.013	-44.885	-734.319
61.5	285.892	8592.48	-44.557	-711.958
62	295.544	8447.122	-44.229	-689.762
62.5	305.196	8296.936	-43.9	-667.73
63	314.849	8141.925	-43.572	-645.861
63.5	324.501	7982.088	-43.244	-624.157
64	334.153	7817.425	-42.916	-602.618
64.5	343.805	7647.935	-42.587	-581.242
65	353.458	7473.619	-42.259	-560.03
65.5	363.11	7294.477	-41.931	-538.983
66	372.762	7110.51	-41.603	-518.099
66.5	382.414	6921.715	-41.274	-497.38
67	392.067	6728.095	-40.946	-476.825
67.5	401.719	6529.649	-40.618	-456.434
68	411.371	6326.376	-40.29	-436.207
68.5	421.023	6118.278	-39.961	-416.144
69	430.676	5905.353	-39.633	-396.246
69.5	440.328	5687.602	-39.305	-376.511
70	449.98	5465.025	-38.977	-356.941
70.5	459.632	5237.622	-38.648	-337.535
71	469.285	5005.393	-38.32	-318.293
71.5	478.937	4768.338	-37.992	-299.215
72	488.589	4526.456	-37.664	-280.301
72.5	498.241	4279.749	-37.335	-261.551
73	507.894	4028.215	-37.007	-242.965
73.5	517.546	3771.855	-36.679	-224.544
74	527.198	3510.669	-36.351	-206.287
74.5	536.85	3244.657	-36.022	-188.193
75	546.503	2973.819	-35.694	-170.264
75.5	556.155	2698.155	-35.366	-152.499
76	565.807	2417.664	-35.038	-134.898
76.5	575.459	2132.348	-34.709	-117.462
77	585.112	1842.205	-34.381	-100.189
77.5	594.764	1547.236	-34.053	-83.0805
78	604.416	1247.441	-33.725	-66.1362
78.5	614.068	942.82	-33.396	-49.3559
79	623.721	633.3728	-33.068	-32.7398
79.5	633.373	319.0995	-32.74	-16.2878
80	643.025	0	-32.412	0

4.3.3 Kriteria Desain Penampang

- Karakteristik profil yang digunakan sebelum komposit



Gambar 4.6 Dimensi Girder

Tabel 4.10 Momen Inersia Penampang Sebelum Komposit

Luasan	Dimensi			Luas Penampang A (m ²)	Jarak dari Atas Y (m)	A x Y (m ³)	A x d ² (m ⁴)	Momen Inersia I _o (m ⁴)	Inersia Total I _x (m ⁴)
	b atas (m)	b bawah (m)	h (m)						
1	0.64	0.64	0.07	0.0448	0.035	0.001568	0.049682	1.83E-05	0.0497
2	0.8	0.8	0.13	0.104	0.135	0.01404	0.094469	0.000146	0.094616
3	0.2	0.2	0.12	0.024	0.26	0.00624	0.016457	2.88E-05	0.016486
4	0.3	0	0.12	0.018	0.24	0.00432	0.012946	1.44E-05	0.012961
5	0.3	0	0.12	0.018	0.24	0.00432	0.012946	1.44E-05	0.012961
6	0.2	0.2	1.28	0.256	0.96	0.24576	0.004199	0.034953	0.039152
7	0.2	0.2	0.25	0.05	1.725	0.08625	0.020284	0.00026	0.020544
8	0	0.25	0.25	0.03125	1.767	0.055219	0.014404	0.000109	0.014513
9	0	0.25	0.25	0.03125	1.767	0.055219	0.014404	0.000109	0.014513
10	0.7	0.7	0.25	0.175	1.975	0.345625	0.137661	0.000911	0.138572
Total			2.1	0.7523		0.818561	0.377453	0.036564	0.414016

$$\begin{aligned}
 A &= 0,7523 \text{ m}^2 \\
 y_a &= \Sigma A_i y_i / \Sigma A \\
 &= 1,088 \text{ m} \\
 y_b &= H \text{ total} - y_a \\
 &= 2,1 \text{ m} - 1,088 \text{ m} \\
 &= 1,012 \text{ m} \\
 I_x &= 0,414016 \text{ m}^4 \\
 &= 4,14 \times 10^{11} \text{ mm}^4 \\
 W_a &= I_x / y_a \\
 &= 0,38 \text{ m}^3 \\
 W_b &= I_x / y_b \\
 &= 0,409 \text{ m}^3 \\
 \text{Kern Atas} &= W_b / A \\
 &= 0,543 \text{ m} \\
 \text{Kern Bawah} &= W_a / A \\
 &= 0,505 \text{ m}
 \end{aligned}$$

- Karakteristik Profil yang Digunakan Sesudah Komposit
- Mutu Beton Prategang
 - $f_c' = 49,8 \text{ Mpa}$
 - f_{ci} = direncanakan pada saat umur beton 14 hari
 - $= 0,7 \times f_c'$
 - $= 34,86 \text{ Mpa}$
 - $E_c = 4700 \times \sqrt{f_c'}$
 - $= 33167,485 \text{ Mpa}$
 - $E_{ci} = 4700 \times \sqrt{f_{ci}}$
 - $= 27749,9 \text{ Mpa}$
- Mutu Beton Plat Lantai Kendaraan
 - $f_c' = 29,8 \text{ Mpa}$
 - $E_c = 4700 \times \sqrt{f_c'}$
 - $= 25657 \text{ Mpa}$
- Analisis Lebar Penampang Komposit
 - $$n = \frac{E_c \text{ Girder}}{E_c \text{ Plat}} = \frac{33167,485}{25657} = 1,293$$
 - $b_e \leq 0,25 L$ $b_e \leq 0,25 L$

$$be \leq 0,25 \times 5000$$

$$be \leq 1250 \text{ cm}$$

$$be \leq 0,25 \times 3000$$

$$be \leq 750 \text{ cm}$$

- $be \leq 8t$
 $be \leq 8 \times 20$
 $be \leq 160 \text{ cm}$

Maka, dipakai $be = 160 \text{ cm}$

- $be_{eff} = be \times n$
 $= 160 \times 1,293$
 $= 206,88 \text{ cm}$

Maka, dipakai $be_{eff} = 2 \text{ m}$

Tabel 4.11 Momen Inersia Penampang Sesudah Komposit

Luasan	Dimensi			Luas Penampang A (m ²)	Jarak dari Atas Y (m)	A x Y (m ³)	A x d ² (m ⁴)	Momen Inersia I _o (m ⁴)	Inersia Total I _x (m ⁴)
	b atas (m)	b bawah (m)	h (m)						
Girder Utama	0.8	0.7	2.1	0.7523		0.818561	0.377453	0.036564	0.414016
Plat Lantai	2	2	0.2	0.4	0.1	0.04	0.166453	0.001333	0.167787
I Komposit									0.581803

$$A_{\text{Balok Komposit}} = 1,1523 \text{ m}^2$$

$$y_{a\text{Komposit}} = \Sigma A_i y_i / \Sigma A$$

$$= 0,745 \text{ m}$$

$$y_{b\text{Komposit}} = H_{\text{total}} + H_{\text{plat}} - y_a$$

$$= 1,555 \text{ m}$$

$$I_{x\text{ Komposit}} = 0,581803 \text{ m}^4$$

$$= 5,818 \times 10^{11} \text{ mm}^4$$

$$W_{a\text{ Komposit}} = I_x / y_a$$

$$= 0,78 \text{ m}^3$$

$$W_{b\text{ Komposit}} = I_x / y_b$$

$$= 3,74 \text{ m}^3$$

$$\text{Kern Atas} = W_{b\text{ komp}} / A_{\text{ komp}}$$

$$= 0,324 \text{ m}$$

$$\text{Kern Bawah} = W_{a\text{ komp}} / A_{\text{ komp}}$$

$$= 0,677 \text{ m}$$

4.3.4 Estimasi Gaya Prategang Awal

Dalam menghitung gaya prategang awal haruslah dihitung tegangan-tegangan izin pada bahan. Diantaranya:

- a) Saat Transfer/Jacking/Initial
 $f_{ci}' = 65\% \times f_{c'}$
 $= 65\% \times 49,8$
 $= 32,37 \text{ Mpa}$
 Tekan (σ_{ci}) $= 0,6 \times f_{ci}'$
 $= 19,42 \text{ Mpa}$
 Tarik (σ_{ct}) $= 0 \text{ Mpa}$
- b) Saat Service
 Tekan (σ_{ci}) $= 0,45 \times f_{c'}$
 $= 22,4 \text{ Mpa}$
 Tarik (σ_{ct}) $= 0 \text{ Mpa}$

4.3.4.1 Saat beban minimum (akibat berat sendiri gelagar)

Asumsi letak tendon (d) direncanakan 100 mm

$e_{maks} = Y_b - d = 1012 - 100 = 912 \text{ mm}$

- Untuk $L = 50 \text{ m}$ ($M_{maks} = 5877343750 \text{ Nmm}$)
- Tegangan pada Serat Atas:

$$\sigma_t = \frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e \times y_a}{I} + \frac{M \times y_a}{I}$$

$$0 = \frac{F_o}{752300} - \frac{F_o \times 912 \times 1088}{4,14 \times 10^{11}} + \frac{5877343750 \times 1088}{4,14 \times 10^{11}}$$

$$F_o = 14462546,82 \text{ N}$$

- Tegangan pada Serat Bawah:

$$\sigma_b = \frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e \times y_b}{I} - \frac{M \times y_b}{I}$$

$$19,42 = \frac{F_o}{752300} + \frac{F_o \times 912 \times 1012}{4,14 \times 10^{11}} - \frac{5877343750 \times 1012}{4,14 \times 10^{11}}$$

$$F_o = 9496065,2 \text{ N}$$

- Kontrol Tegangan

Digunakan $F_o = 9496065,2 \text{ N}$

- Tegangan pada Serat Atas

$$\sigma_t \leq \frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e \times y_a}{I} + \frac{M \times y_a}{I}$$

$$0 \leq \frac{9496065,2}{752300} - \frac{9496065,2 \times 912 \times 1088}{4,14 \times 10^{11}} + \frac{5877343750 \times 1088}{4,14 \times 10^{11}}$$

$$0 \leq 12,623 - 22,76 + 15,446$$

$$0 \leq 5,308 \text{ Mpa} \dots \text{OK}$$

- Tegangan pada Serat Bawah

$$\sigma_b \geq \frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e \times y_b}{I} - \frac{M \times y_b}{I}$$

$$19,42 \geq \frac{9496065,2}{752300} + \frac{9496065,2 \times 912 \times 1012}{4,14 \times 10^{11}} - \frac{5877343750 \times 1012}{4,14 \times 10^{11}}$$

$$19,42 \geq 12,623 + 21,17 - 14,367$$

$$19,42 \geq 19,42 \text{ Mpa} \dots \text{OK}$$

- Untuk $L = 30 \text{ m}$ ($M_{maks} = 2115843750 \text{ Nmm}$)

- Tegangan pada Serat Atas

$$\sigma_t = \frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e \times y_a}{I} + \frac{M \times y_a}{I}$$

$$0 = \frac{F_o}{752300} - \frac{F_o \times 912 \times 1088}{4,14 \times 10^{11}} + \frac{2115843750 \times 1088}{4,14 \times 10^{11}}$$

$$F_o = 5205992,5 \text{ N}$$

- Tegangan pada Serat Bawah

$$\sigma_b = \frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e \times y_b}{I} - \frac{M \times y_b}{I}$$

$$19,42 = \frac{F_o}{752300} + \frac{F_o \times 912 \times 1012}{4,14 \times 10^{11}} - \frac{2115843750 \times 1012}{4,14 \times 10^{11}}$$

$$F_o = 6911748,173 \text{ N}$$

- Kontrol Tegangan

Digunakan $F_o = 5205992,5 \text{ N}$

- Tegangan pada Serat Atas

$$\sigma_t \leq \frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e \times y_a}{I} + \frac{M \times y_a}{I}$$

$$0 \leq \frac{5205992,5}{752300} - \frac{5205992,5 \times 912 \times 1088}{4,14 \times 10^{11}} + \frac{2115843750 \times 1088}{4,14 \times 10^{11}}$$

$$0 \leq 6,92 - 12,47 + 5,56$$

$$0 \leq 0 \text{ Mpa} \dots \text{OK}$$

- Tegangan pada Serat Bawah

$$\sigma_b \geq \frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e \times y_b}{I} - \frac{M \times y_b}{I}$$

$$19,42 \geq \frac{5205992,5}{752300} + \frac{5205992,5 \times 912 \times 1012}{4,14 \times 10^{11}} - \frac{2115843750 \times 1012}{4,14 \times 10^{11}}$$

$$19,42 \geq 6,92 + 11,6 - 5,172$$

$$19,42 \geq 13,348 \text{ Mpa} \dots \text{OK}$$

4.3.4.2 Saat beban minimum namun belum komposit

- Untuk $L = 50 \text{ m}$ ($M_{maks} = 9655468750 \text{ Nmm}$)

$$F_o = 9496065,2 \text{ N}$$

$$F_{eff} = 0,8 \times F_o$$

$$= 7596852,16 \text{ N}$$

- Kontrol Tegangan

- Tegangan pada Serat Atas

$$\sigma_t \geq \frac{F_e}{A} - \frac{F_e \times e \times y_a}{I} + \frac{M \times y_a}{I}$$

$$19,42 \geq \frac{7596852,16}{752300} - \frac{7596852,16 \times 912 \times 1088}{4,14 \times 10^{11}} + \frac{9655468750 \times 1088}{4,14 \times 10^{11}}$$

$$19,42 \geq 10,098 - 18,2 + 25,375$$

$$19,42 \geq 17,27 \text{ Mpa} \dots \text{OK}$$

- Tegangan pada Serat Bawah

$$\sigma_t \leq \frac{F_e}{A} + \frac{F_e \times e \times y_a}{I} - \frac{M \times y_a}{I}$$

$$0 \leq \frac{7596852,16}{752300} + \frac{7596852,16 \times 912 \times 1012}{4,14 \times 10^{11}} - \frac{9655468750 \times 1012}{4,14 \times 10^{11}}$$

$$0 \leq 10,098 + 16,936 - 23,602$$

$$0 \leq 3,43 \text{ Mpa} \dots \text{OK}$$

- Untuk L = 30 m (Mmaks = 3475968750 Nmm)

$$F_o = 5205992,5 \text{ N}$$

$$F_{eff} = 0,8 \times F_o$$

$$= 4164794 \text{ N}$$

- Kontrol Tegangan

- Tegangan pada Serat Atas

$$\sigma_t \geq \frac{F_e}{A} - \frac{F_e \times e \times y_a}{I} + \frac{M \times y_a}{I}$$

$$19,42 \geq \frac{4164794}{752300} - \frac{4164794 \times 912 \times 1088}{4,14 \times 10^{11}} + \frac{3475968750 \times 1088}{4,14 \times 10^{11}}$$

$$19,42 \geq 5,536 - 9,982 + 9,135$$

$$19,42 \geq 4,69 \text{ Mpa} \dots \text{OK}$$

➤ Tegangan pada Serat Bawah

$$\sigma_t \leq \frac{F_e}{A} + \frac{F_e \times e \times y_a}{I} - \frac{M \times y_a}{I}$$

$$0 \leq \frac{4164794}{752300} + \frac{4164794 \times 912 \times 1012}{4,14 \times 10^{11}} - \frac{3475968750 \times 1012}{4,14 \times 10^{11}}$$

$$0 \leq 5,536 + 9,285 - 8,497$$

$$0 \leq 6,324 \text{ Mpa} \dots \text{OK}$$

4.3.4.3 Saat Beban layan sudah komposit

Asumsi letak tendon (d) direncanakan 150 mm

$$e \text{ maks} = Y_b - d = 1555 - 150 = 1405 \text{ mm}$$

$$M_{\text{maks}} = 15256700000 \text{ Nmm}$$

• Tegangan pada Serat Atas:

$$\sigma_t = \frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e \times y_a}{I} + \frac{M \times y_a}{I}$$

$$0 = \frac{F_o}{1152300} - \frac{F_o \times 1405 \times 745}{5,818 \times 10^{11}} + \frac{15256700000 \times 745}{5,818 \times 10^{11}}$$

$$F_o = 20979381,44 \text{ N}$$

• Tegangan pada Serat Bawah

$$\sigma_b = \frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e \times y_b}{I} - \frac{M \times y_b}{I}$$

$$22,4 = \frac{F_o}{1152300} + \frac{F_o \times 1405 \times 1555}{5,818 \times 10^{11}} - \frac{15256700000 \times 1555}{5,818 \times 10^{11}}$$

$$F_o = 13664878,43 \text{ N}$$

• Kontrol Tegangan

- Digunakan $F_o = 13664878,43 \text{ N}$

➤ Tegangan pada Serat Atas

$$\sigma_t \leq \frac{F_o}{A} - \frac{F_o \cdot e \cdot x_{ya}}{I} + \frac{M \cdot x_{ya}}{I}$$

$$0 \leq \frac{13664878,43}{1152300} - \frac{13664878,43 \times 1405 \times 745}{5,818 \times 10^{11}} + \frac{15256700000 \times 745}{5,818 \times 10^{11}}$$

$$0 \leq 11,858 - 24,58 + 19,536$$

$$0 \leq 6,814 \text{ Mpa} \dots\dots \text{OK}$$

➤ Tegangan pada Serat Bawah

$$\sigma_t \geq \frac{F_o}{A} + \frac{F_o \cdot e \cdot x_{ya}}{I} - \frac{M \cdot x_{ya}}{I}$$

$$22,4 \geq \frac{13664878,43}{1152300} + \frac{13664878,4 \times 1405 \times 1555}{5,818 \times 10^{11}} - \frac{15256700000 \times 1555}{5,818 \times 10^{11}}$$

$$22,4 \geq 11,858 + 51,31 - 40,77$$

$$22,4 \geq 22,4 \text{ Mpa} \dots\dots \text{OK}$$

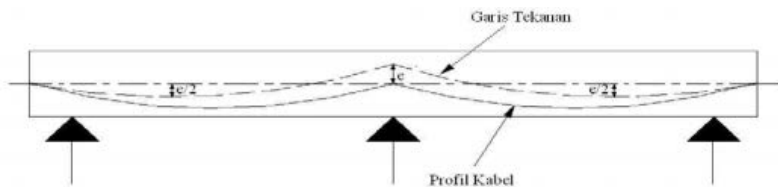
4.3.5 Perubahan cgs pada Tendon Menerus

Terdapat beberapa perbedaan pada struktur balok sederhana dengan balok menerus. Perbedaan yang mendasar pada kedua sistem struktur ini yaitu munculnya momen sekunder sepanjang balok akibat perletakan cgs di balok menerus.

Dengan melakukan beberapa percobaan dalam menentukan gaya prategang awal (F_o) dan jarak eksentrisitas (e_s) tendon rencana, kemudian menghitung momen sekunder yang terjadi di sepanjang balok menerus akibat letak tendon tersebut. Hasil selisih antara momen ekstrim yang terjadi dengan momen sekunder balok dibagi dengan gaya prategang awal (F_o) akan

menghasilkan perubahan cgs baru atau yang juga disebut *C-line*. Dalam trial c.g.s, hal yang perlu diperhatikan hasil dari perubahan c.g.s baru (*C-line*) haruslah berada pada daerah aman kabel.

Dengan memperhatikan batas – batas dari daerah aman kabel seperti yang sudah dijelaskan diatas, maka dilakukanlah beberapa kali trial c.g.s tendon rencana sampai didapatkan letak tendon yang dianggap paling ideal. Setelah melakukan beberapa kali trial c.g.s, didapatkan nilai trial c.g.s sebagai berikut:



Gambar 4.7 Sketsa Perubahan c.g.s pada Girder

- Asumsi awal:

F_o = 9000 kN (Tendon Menerus)

es_1 = 1,36 m

es_2 = 0,24 m

es_3 = 1,39 m

Dimana:

es_1 = Eksentrisitas pada tengah bentang girder 30 m

es_2 = Eksentrisitas pada tumpuan tengah

es_3 = Eksentrisitas pada tengah bentang girder 50 m

Dengan menggunakan metoda cross untuk menghitung momen sekunder yang terjadi akibat trial penempatan letak koordinat c.g.s tendon, maka didapatkan momen sekunder sebagai berikut:

Joint		A	B	C	
Member		AB	BA	BC	CB
K		0.133333	0.133333	0.08	0.08
Iteration	DF	0.625	0.625	0.375	0.375
1	MP	8880	-8880	9060	-9060
	M Bal	-8880	-112.5	-67.5	9060
2	CO	-56.25	-4440	4530	-33.75
	M Bal	56.25	-56.25	-33.75	33.75
3	CO	-28.125	28.125	16.875	-16.875
	M Bal	28.125	-28.125	-16.875	16.875
4	CO	-14.0625	14.0625	8.4375	-8.4375
	M Bal	14.0625	-14.0625	-8.4375	8.4375
5	CO	-7.03125	7.03125	4.21875	-4.21875
	M Bal	7.03125	-7.03125	-4.21875	4.21875
6	CO	-3.51563	3.515625	2.109375	-2.10938
	M Bal	3.515625	-3.51563	-2.10938	2.109375
7	CO	-1.75781	1.757813	1.054688	-1.05469
	M Bal	1.757813	-1.75781	-1.05469	1.054688
8	CO	-0.87891	0.878906	0.527344	-0.52734
	M Bal	0.878906	-0.87891	-0.52734	0.527344
9	CO	-0.43945	0.439453	0.263672	-0.26367
	M Bal	0.439453	-0.43945	-0.26367	0.263672
Moment Total		0	-13488.8	13488.75	0

Maka didapat nilai eksentrisitas dari c.g.s tendon baru atau yang disebut dengan C-line sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 es1 &= 1,28 \text{ m} \\
 es2 &= 0,4 \text{ m} \\
 es3 &= 1,31 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Setelah menentukan C-line, perlu juga memperhatikan daerah aman kabel sepanjang bentang. Sketsa gambar daerah aman kabel akan ditunjukkan pada tabel dan gambar dibawah ini:

Tabel 4.12 Batas Daerah Aman Kabel

Jarak (m)	Batas Atas dan Batas Bawah	
	a maks = M maks / Fo	a min = M min / Fo
0	0.324	-0.677
0.5	0.291731533	-0.719031913
1	0.260128811	-0.759639015
1.5	0.229191822	-0.798821307
2	0.198920567	-0.836578788
2.5	0.169315044	-0.872911458
3	0.140375256	-0.907819318
3.5	0.112101211	-0.941302367
4	0.0844929	-0.973360606
4.5	0.057550333	-1.003994034
5	0.031273489	-1.033202652
5.5	0.005662389	-1.060986458
6	-0.019282978	-1.087345455
6.5	-0.0435626	-1.11227964
7	-0.0671765	-1.135789015
7.5	-0.090124656	-1.15787358
8	-0.112407078	-1.178533333
8.5	-0.134023756	-1.197768277
9	-0.154974711	-1.215578409
9.5	-0.175259922	-1.231963731
10	-0.1948794	-1.246924242
10.5	-0.213833133	-1.260459943
11	-0.232121144	-1.272570833
11.5	-0.249743411	-1.283256913
12	-0.266699944	-1.292518182
12.5	-0.282990733	-1.30035464
13	-0.298615789	-1.306766288
13.5	-0.313575122	-1.311753125
14	-0.3278687	-1.315315152

Tabel 4.13 Batas Daerah Aman Kabel

Jarak (m)	Batas Atas dan Batas Bawah	
	a maks = M maks / Fo	a min = M min / Fo
14.5	-0.341496556	-1.317452367
15	-0.354458667	-1.318164773
15	-0.354458667	-1.318164773
15.5	-0.332455044	-1.317452367
16	-0.309785689	-1.315315152
16.5	-0.286450589	-1.311753125
17	-0.262449767	-1.306766288
17.5	-0.2377832	-1.30035464
18	-0.212450889	-1.292518182
18.5	-0.186452856	-1.283256913
19	-0.159789078	-1.272570833
19.5	-0.132459567	-1.260459943
20	-0.104464322	-1.246924242
20.5	-0.075803333	-1.231963731
21	-0.046476622	-1.215578409
21.5	-0.016484156	-1.197768277
22	0.014174033	-1.178533333
22.5	0.045497956	-1.15787358
23	0.077487622	-1.135789015
23.5	0.110143022	-1.11227964
24	0.143464167	-1.087345455
24.5	0.177451033	-1.060986458
25	0.212103644	-1.033202652
25.5	0.247421989	-1.003994034
26	0.283406078	-0.973360606
26.5	0.320055889	-0.941302367
27	0.357371444	-0.907819318
27.5	0.395352733	-0.872911458
28	0.433999767	-0.836578788
28.5	0.473312522	-0.798821307
29	0.513291022	-0.759639015
29.5	0.553935256	-0.719031913
30	0.595245233	-0.677

Tabel 4.14 Batas Daerah Aman Kabel

Jarak (m)	Batas Atas dan Batas Bawah	
	a maks = M maks / Fo	a min = M min / Fo
30	0.595245233	-0.677
30.5	0.591630089	-0.710248973
31	0.588033178	-0.74282625
31.5	0.584454511	-0.77473183
32	0.580894078	-0.805965714
32.5	0.577351878	-0.836527902
33	0.573827911	-0.866418393
33.5	0.570322189	-0.895637188
34	0.5668347	-0.924184286
34.5	0.563365444	-0.952059688
35	0.559914422	-0.979263393
35.5	0.556481644	-1.005795402
36	0.5530671	-1.031655714
36.5	0.514531433	-1.05684433
37	0.469570611	-1.08136125
37.5	0.425146033	-1.105206473
38	0.381257689	-1.12838
38.5	0.337905578	-1.15088183
39	0.295089711	-1.172711964
39.5	0.252810078	-1.193870402
40	0.211066678	-1.214357143
40.5	0.169859511	-1.234172188
41	0.129188589	-1.253315536
41.5	0.0890539	-1.271787188
42	0.049455444	-1.289587143
42.5	0.010393222	-1.306715402
43	-0.028132756	-1.323171964
43.5	-0.0661225	-1.33895683
44	-0.103576011	-1.35407
44.5	-0.140493289	-1.368511473
45	-0.176874322	-1.38228125
45.5	-0.212719122	-1.39537933

Tabel 4.15 Batas Daerah Aman Kabel

Jarak (m)	Batas Atas dan Batas Bawah	
	a maks = M maks / Fo	a min = M min / Fo
46	-0.248027689	-1.407805714
46.5	-0.282800022	-1.419560402
47	-0.317036111	-1.430643393
47.5	-0.350735967	-1.441054688
48	-0.383899589	-1.450794286
48.5	-0.416526967	-1.459862188
49	-0.448618122	-1.468258393
49.5	-0.480173033	-1.475982902
50	-0.5111917	-1.483035714
50.5	-0.541674144	-1.48941683
51	-0.571620344	-1.49512625
51.5	-0.601030311	-1.500163973
52	-0.629904044	-1.50453
52.5	-0.658241533	-1.50822433
53	-0.6860428	-1.511246964
53.5	-0.713307822	-1.513597902
54	-0.7400366	-1.515277143
54.5	-0.766229156	-1.516284688
55	-0.791885467	-1.516620536
55	-0.791885467	-1.516620536
55.5	-0.782705544	-1.516284688
56	-0.772989389	-1.515277143
56.5	-0.762736989	-1.513597902
57	-0.751948356	-1.511246964
57.5	-0.740623489	-1.50822433
58	-0.728762389	-1.50453
58.5	-0.716365044	-1.500163973
59	-0.703431467	-1.49512625
59.5	-0.689961656	-1.48941683
60	-0.675955611	-1.483035714
60.5	-0.661413322	-1.475982902
61	-0.646334811	-1.468258393
61.5	-0.630720044	-1.459862188

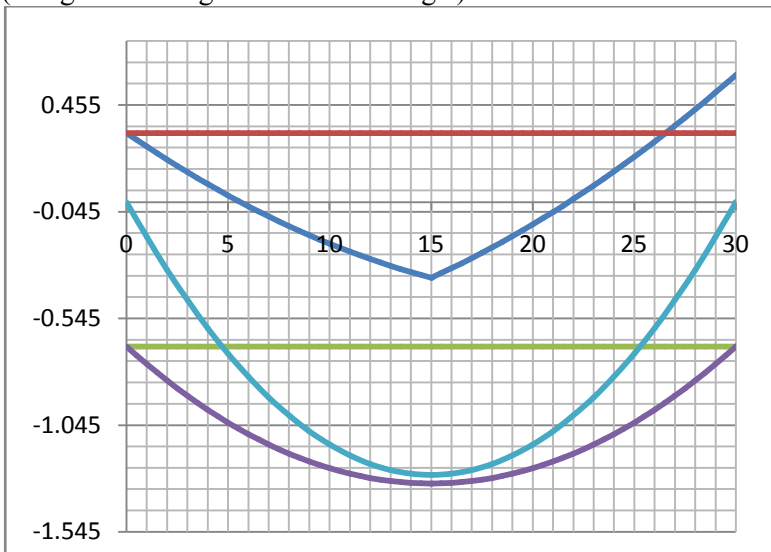
Tabel 4.16 Batas Daerah Aman Kabel

Jarak (m)	Batas Atas dan Batas Bawah	
	a maks = M maks / Fo	a min = M min / Fo
62	-0.614569056	-1.450794286
62.5	-0.597881822	-1.441054688
63	-0.580658356	-1.430643393
63.5	-0.562898656	-1.419560402
64	-0.544602722	-1.407805714
64.5	-0.525770544	-1.39537933
65	-0.506402133	-1.38228125
65.5	-0.486497489	-1.368511473
66	-0.466056611	-1.35407
66.5	-0.445079489	-1.33895683
67	-0.423566133	-1.323171964
67.5	-0.401516544	-1.306715402
68	-0.378930711	-1.289587143
68.5	-0.355808656	-1.271787188
69	-0.332150356	-1.253315536
69.5	-0.307955811	-1.234172188
70	-0.283225044	-1.214357143
70.5	-0.257958033	-1.193870402
71	-0.232154789	-1.172711964
71.5	-0.205815311	-1.15088183
72	-0.178939589	-1.12838
72.5	-0.151527644	-1.105206473
73	-0.123579444	-1.08136125
73.5	-0.095095022	-1.05684433
74	-0.066074367	-1.031655714
74.5	-0.036517467	-1.005795402
75	-0.006424333	-0.979263393
75.5	0.024205044	-0.952059688
76	0.055370644	-0.924184286
76.5	0.087072489	-0.895637188

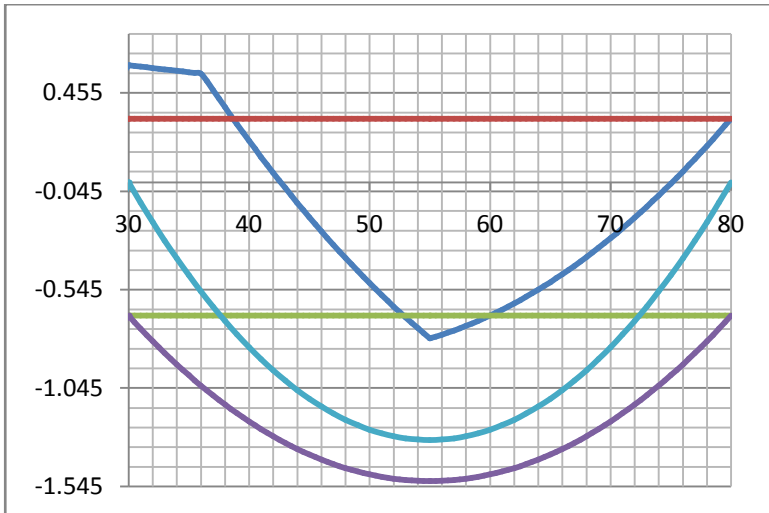
Tabel 4.17 Batas Daerah Aman Kabel

Jarak (m)	Batas Atas dan Batas Bawah	
	a maks = M maks / Fo	a min = M min / Fo
77	0.119310567	-0.866418393
77.5	0.152084878	-0.836527902
78	0.185395433	-0.805965714
78.5	0.219242222	-0.77473183
79	0.253625244	-0.74282625
79.5	0.2885445	-0.710248973
80	0.324	-0.677

Plot Daerah Aman Kabel dan C-line:
(Dengan asumsi garis 0 berada di c.g.c)



Gambar 4.8 Letak Daerah Aman pada Bentang 30 m



Gambar 4.9 Letak Daerah Aman pada Bentang 50 m

Keterangan:

- : Batas Atas
- : Batas Bawah
- : Kern Atas
- : Kern Bawah
- : C-line

Dengan C-line yang sudah sesuai kontrol batas atas dan batas bawah, maka dapat ditempatkan letak posisi tendon – tendon yang akan direncanakan dengan acuan C-line sebagai resultan dari gaya – gaya dan eksentrisitas tendon rencana.

4.3.6 Perhitungan Tendon

4.3.6.1 Perencanaan Kebutuhan Tendon

Pada perencanaan balok beton prategang untuk jembatan Cimandiri ini jenis dan karakteristik kabel yang digunakan adalah sebagai berikut:

- Uncoated seven wire stress relieved strand grade 270 ASTM A416
- Diameter Nominal = 12,7 mm
- Luas Penampang Nominal = 126.677 mm²
- Modulus Elastisitas (Es) = 200000 Mpa
- Tegangan Putus Baja (fpu) = 18600 kg/cm²
- Besarnya gaya prategang untuk 1 kabel (fpe) adalah 70% dari tegangan putus baja
- Fpe = 70% x 18600
= 13020 kg/cm²
= 130,2 kN/cm²
- Fo yang diperlukan :
- Fo (Continuous Beam) = 9000 kN
- Fo (Simple Beam 30 m) = 3300 kN
- Fo (Simple Beam 50m) = 7000 kN

Tendon Continuous Beam

- Luas tendon kebutuhan :
- A perlu = F_o / f_{pe}
= 9000 / 130,2
= 69,124 cm²
- Jumlah Tendon Rencana = 3 buah
- Kebutuhan jumlah kabel = $A \text{ perlu} / A_1$
= 6912,4 / 126,677
= 54,567
= 55 buah
- Dari tabel VSL diperoleh spesifikasi sebagai berikut:
 - Tendon unit 5-19
 - Number of strands 19
 - Minimum breaking load 3500 kN
 - Steel duct int diameter 85 mm²

Tendon Simple Beam (50 m)

- Luas tendon kebutuhan :
- A perlu
$$= F_o / f_{pe}$$
$$= 7000 / 130,2$$
$$= 53,763 \text{ cm}^2$$
- Jumlah Tendon Rencana
$$= 2 \text{ buah}$$
- Kebutuhan jumlah kabel
$$= A \text{ perlu} / A_1$$
$$= 5376,3 / 126,677$$
$$= 42,44$$
$$= 43 \text{ buah}$$
- Dari tabel VSL diperoleh spesifikasi sebagai berikut:
 - Tendon unit 5-22
 - Number of strands 22
 - Minimum breaking load 4050 kN
 - Steel duct int diameter 90 mm²

Tendon Simple Beam (30 m)

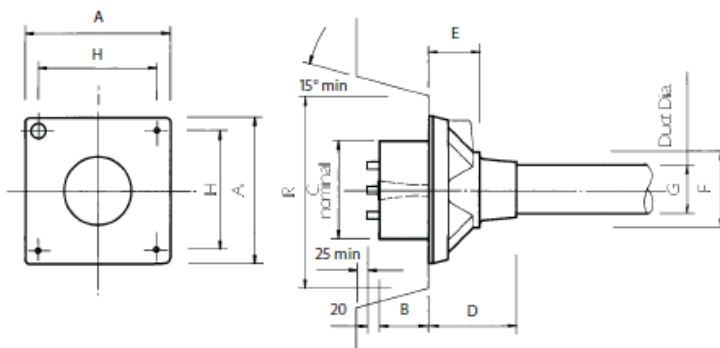
- Luas tendon kebutuhan :
- A perlu
$$= F_o / f_{pe}$$
$$= 3300 / 130,2$$
$$= 25,345 \text{ cm}^2$$
- Jumlah Tendon Rencana
$$= 1 \text{ buah}$$
- Kebutuhan jumlah kabel
$$= A \text{ perlu} / A_1$$
$$= 2534,5 / 126,677$$
$$= 20 \text{ buah}$$
- Dari tabel VSL diperoleh spesifikasi sebagai berikut:
 - Tendon unit 5-22
 - Number of strands 20
 - Minimum breaking load 4050 kN
 - Steel duct int diameter 90 mm²

4.3.7 Menentukan Tipe Angker

Letak angker pada ujung bentang diletakkan pada titik eksentrisitas yang telah ditentukan dalam perhitungan sebelumnya. Pada perencanaan Jembatan Cimandiri ini direncanakan menggunakan 6 tendon secara keseluruhan yang terdiri dari 3 tendon menerus, 1 tendon pada girder bentang 30 meter dan 2 tendon pada girder bentang 50 meter. Sehingga dibutuhkan 6 spesifikasi angker hidup yang akan diletakkan diujung – ujung bentang. Dimensi angker hidup direncanakan berdasarkan pada tabel VSL berikut ini:



Gambar 4.10 Angker Hidup



Gambar 4.11 Detail Bagian dan Dimensi Angker

Tabel 4.18 Dimensi Angker Hidup VSL

	TENDON UNIT	Dimensions (mm)								
		A	B	C	D	E	F	G Int. Dia.	H	R
STRAND TYPE 12.7MM	5-4	135	57	90	100	16	64	40	95	210
	5-7	165	57	120	100	60	85	50	125	275
	5-12	215	54	160	160	84	120	70	151	320
	5-19	270	66	180	210	110	145	85	200	360
	5-22	290	80	200	215	140	153	90	230	360
	5-27	315	92	220	250	160	176	95	250	360
	5-31	315	92	230	250	161	175	105	250	360
	5-37	370	107	250	320	160	200	115	305	650
	5-42	390	112	290	346	168	217	120	325	650
	5-48	430	122	300	340	161	233	130	365	750
5-55	465	142	320	340	160	250	135	400	750	
STRAND TYPE 15.2MM	6-3	135	57	90	100	16	56	40	95	210
	6-4	165	57	120	100	60	85	50	125	270
	6-7	215	67	140	160	85	120	70	150	320
	6-12	270	74	180	210	110	145	85	200	360
	6-19	315	92	220	250	160	175	95	250	360
	6-22	315	102	230	250	160	175	105	250	360
	6-27	370	112	250	320	160	200	115	305	650
	6-31	390	122	270	340	160	217	120	325	650
	6-37	430	142	300	340	160	235	130	365	750
	6-42	465	142	320	340	160	250	135	400	750
	*6-48P	575	147	340	1035	110	269	145	495	900
	*6-55P	600	182	360	1070	120	294	155	520	900

Dengan melihat tabel – tabel yang terdapat pada brosur VSL dan menyelaraskan dengan kebutuhan tendon dalam perhitungan sebelumnya, maka didapatkan penggunaan angker sebagai berikut:

- Tendon *Continuous* (3 tendon) menggunakan angker 5-19 dengan pengisian strand sebanyak
 $= 19 + 18 + 18 = 55$ strand
- Tendon *Simple Beam* (2 tendon untuk bentang 50 m) menggunakan angker 5-22 dengan pengisian strand sebanyak
 $= 22 + 21 = 43$ strand
- Tendon *Simple Beam* (1 tendon untuk bentang 30 m) menggunakan angker 5-22 dengan pengisian strand sebanyak 20 strand.

4.3.8 Kehilangan Gaya Prategang

Gaya prategang yang diterima oleh setiap potongan pada balok prategang besarnya tidak akan konstan terhadap waktu (semakin lama maka besarnya gaya prategang akan semakin berkurang). Tegangan – tegangan selama berbagai tahap

pembebanan juga berubah – ubah karena kekuatan beton dan modulus elastisitas bertambah terhadap waktu. Analisis keseluruhan dan rancangan dari komponen struktur beton prategang menyertakan pertimbangan gaya – gaya efektif dari tendon prategang, pada setiap pembebanan yang berarti bersama – sama dengan sifat bahan yang berlaku pada fungsi struktur tersebut (*Lyn, T.Y., Edisi Ketiga, halaman 93*). Tahapan yang bisa dianalisis untuk mengetahui tegangan dan perilaku beton prategang adalah sebagai berikut:

1. Kehilangan Langsung (*Immedietly Loss*)

Yaitu kehilangan gaya prategang yang terjadi segera setelah peralihan gaya pratekan, yang termasuk dalam kehilangan gaya pratekan langsung ini diantaranya:

- a. Kehilangan akibat gesekan (*wobble effect*)
- b. Kehilangan akibat perpendekan elastis beton
- c. Kehilangan akibat pengangkuran

2. Kehilangan Tak Langsung (*Time Dependent Loss*)

Yaitu kehilangan gaya prategang yang berpengaruh terhadap waktu, yang termasuk dalam kehilangan gaya prategang tak langsung ini diantaranya:

- a. Kehilangan akibat susut beton
- b. Kehilangan akibat rangkak
- c. Kehilangan akibat relaksasi baja

4.3.8.1 Kehilangan Akibat Gesekan Kabel (*friction and wobble effect*)

Pada saat kabel ditarik dengan perantara dongkrak (jack), gaya tarik yang bekerja pada kabel tersebut lebih kecil daripada yang ditunjukkan oleh jarum manometer pada dongkrak. Hal ini disebabkan karena adanya gesekan pada sistem angkur.

$$\Delta f_{pF} = f_{pi} (\mu \alpha + KL) \quad \text{dan} \quad \alpha = \frac{8y}{L}$$

(*Lyn, T.Y., Burns, Ned H., Design of Prestressed Concrete Structure*)

Kehilangan gaya prategang yang terbesar adalah akibat gesekan yang dipengaruhi oleh:

- Efek Panjang Kabel (K) $= 0,0016 \leq K \leq 0,0066$
- Efek Kelengkungan Kabel $= 0,15 \leq \mu \leq 0,25$

Nilai koefisien yang digunakan:

- K $= 0,0026$
- $\mu = 0,15$

Dalam perencanaan Jembatan Cimandiri ini direncanakan menggunakan 6 tendon dengan kelengkungan yang sedikit berbeda-beda. Besarnya kehilangan gaya prategang akibat gesekan dan efek wobble ditunjukkan pada tabel di bawah ini:

Tabel 4.19 Kehilangan Akibat Gesekan dan Efek Wobble

Tendon	L (mm)	μ	K	α	$K.L + \alpha.\mu$	$e^{K.L + \alpha.\mu}$	Besar Teg.	%
Tendon 1	30189	0.2	0.0026	0.00038637	-0.078568674	0.9254693	1204.961029	7.45307
	50118	0.2	0.0026	0.00023752	-0.130354305	0.87940876	1144.990203	12.0591242
Tendon 2	30148	0.2	0.0026	0.00034073	-0.078452945	0.92557489	1205.098508	7.44251091
	50091	0.2	0.0026	0.00020986	-0.130278572	0.87947442	1145.075689	12.0525584
Tendon 3	30082	0.2	0.0026	0.00025531	-0.078264262	0.92574707	1205.322686	7.42529294
	50066	0.2	0.0026	0.00017737	-0.130207074	0.87953641	1145.156402	12.0463593
Tendon 4	30033	0.2	0.0026	0.00016835	-0.07811947	0.92587922	1205.494744	7.41207803
	50032	0.2	0.0026	7.3876E-05	-0.130097975	0.87963101	1145.279572	12.0368992
Tendon 6	50012	0.2	0.0026	0.00012573	-0.130056347	0.87966711	1145.326573	12.0332893

4.3.8.2 Kehilangan Akibat Perpendekan Elastis Beton

Pada saat gaya prategang ditransfer dari kabel ke beton, beton akan mengalami perpendekan seketika. Kehilangan gaya prategang ini dihitung secara kumulatif berdasarkan urutan tahap penarikan (*jacking*) tiap tendon.

Kehilangan ini dapat dihitung dengan rumus:

$$\Delta f_s = \frac{n \times F_o}{A_c}$$

(Lyn, T.Y., Burns, Ned H., *Design of Prestressed Concrete Structure*)

- Untuk girder bentang 30 m:
 $n = E_s/E_c = 200000/4700\sqrt{50} = 6,018$

Tabel 4.20 Kriteria Tendon Menerus pada Bentang 30 m

Tendon 1,2,3 (continuous beam)		
Gaya Prategang (Fo)	3000.0	kN
Nominal Diameter	12.7	mm2
Jumlah Strand	28	buah
Nominal Luas Penampang	100.1	mm2
Minimum Breaking Load	5340	kN
0,75 Breaking Load	4005	kN
Nominal Luas Penampang	2802.8	mm2

Tabel 4.21 Kriteria Tendon Simple pada Bentang 30 m

Tendon 4 (simple beam)		
Gaya Prategang (Fo)	3300	kN
Nominal Diameter	12.7	mm2
Jumlah Strand	23	buah
Nominal Luas Penampang	100.1	mm2
Minimum Breaking Load	4230	kN
0,75 Breaking Load	3172.5	kN
Nominal Luas Penampang	2302.3	mm2

Besarnya nilai kehilangan gaya prategang akibat perpendekan elastic beton ditunjukkan pada tabel di bawah ini:

Tabel 4.22 Kehilangan Akibat Perpendekan Elastis (L = 30m)

Urutan	Tendon	n	A beton (m2)	Fo (kN)	Δf_s (kN/m2)	Kumulatif	%
1	4	6.018	0.7523	3300	26397.94	55121.90	2.116816
2	3	6.018	1.1523	3500.0	18278.88	28723.96	1.103071
3	2	6.018	1.1523	3500.0	18278.88	10445.08	0.401117
4	1	6.018	1.1523	2000.0	10445.08	0	0

- Untuk girder bentang 50 m:
 $n = E_s/E_c = 200000/4700\sqrt{50} = 6,018$

Tabel 4.23 Kriteria Tendon Menerus pada Bentang 50 m

Tendon 1,2,3 (continuous beam)		
Gaya Prategang (F_o)	9000	kN
Nominal Diameter	12.7	mm ²
Jumlah Strand	28	buah
Nominal Luas Penampang	100.1	mm ²
Minimum Breaking Load	5340	kN
0,75 Breaking Load	4005	kN
Nominal Luas Penampang	2802.8	mm ²

Tabel 4.24 Kriteria Tendon Simple pada Bentang 50 m

Tendon 5,6 (simple beam)		
Gaya Prategang (F_o)	3500	kN
Nominal Diameter	12.7	mm ²
Jumlah Strand	23	buah
Nominal Luas Penampang	100.1	mm ²
Minimum Breaking Load	4230	kN
0,75 Breaking Load	3172.5	kN
Nominal Luas Penampang	2302.3	mm ²

Besarnya nilai kehilangan gaya prategang akibat perpendekan elastic beton ditunjukkan pada tabel di bawah ini:

Tabel 4.25 Kehilangan Akibat Perpendekan Elastis ($L = 50$ m)

Urutan	Tendon	n	A beton (m ²)	F_o (kN)	Δf_s (kN/m ²)	Kumulatif	%
1	6	6.018	0.7523	3500.0	27997.81	84719.58	3.25344
2	5	6.018	0.7523	3500.0	27997.81	56721.77	2.178255
3	3	6.018	1.1523	3500.0	18278.88	28723.96	1.103071
4	2	6.018	1.1523	3500.0	18278.88	10445.08	0.401117
5	1	6.018	1.1523	2000.0	10445.08	0	0

4.3.8.3 Kehilangan Akibat Pengangkuran

Menurut ketentuan dari VSL, kehilangan prategang akibat slip anker adalah sebesar 3%. Karena dalam perencanaan jembatan ini spesifikasi –spesifikasi tendon yang digunakan mengacu pada produk VSL, maka untuk nilai besarnya kehilangan prategang akibat slip anker diambil sesuai perhitungan dari VSL.

4.3.8.4 Kehilangan Akibat Susut Beton

Pada saat kabel ditegangkan dan dijangkarkan sebenarnya telah terjadi suatu perpanjangan tertentu. Pada saat waktu beton menyusut, panjang balok total diperkecil akibat kabel yang kehilangan sebagian dari perpanjangan semula. Gaya prategang berkurang setelah berlalunya waktu akibat susut beton. Diasumsikan bahwa saluran kabel diinjeksikan dengan sebuah cairan (*grouting*), sehingga kabel dan beton monolit. Dengan demikian deformasi dalam arah memanjang akan sama, penyusutan beton tergantung pada factor seperti mutu semen dalam 1 m³ beton, banyaknya air dan kelembaban udara.

Kehilangan ini dapat dihitung dengan rumus:

$$\Delta f_{pSH} = 8,2 \times 10^{-6} K_{SH} E_{PS} \left(1 - 0,06 \frac{V}{S} \right) (100 - RH)$$

(Lyn, T.Y., Burns, Ned H., *Design of Prestressed Concrete Structure*)

V = Luas Penampang
= 7829 m³

S = Keliling balok yang berhubungan dengan udara terbuka
= 2686 m²

RH = Kelembaban udara
= 65%

Ksh = 0,68 (14 hari saat pemberian prategang)

(Lyn, T.Y., Burns, Ned H., *Design of Prestressed Concrete Structure*)

Besarnya nilai kehilangan prategang akibat susut beton ditunjukkan dibawah ini:

$$\Delta f_{pSH} = 8,2 \times 10^{-6} \times 0,68 \times 200000 \times (1 - 0,06 \times 2,8) \\ \times (100\% - 65\%)$$

$$\Delta f_{pSH} = 3,221 \% \text{ (untuk 5 tendon)}$$

$$\Delta f_{pSH} = 0,644 \% \text{ (untuk 1 tendon)}$$

4.3.8.5 Kehilangan Akibat Rangkak Beton

Pengertian rangkak beton (*creep*) adalah deformasi plastis dari beton yang merupakan fungsi waktu. Regangan creep ini tergantung pada waktu, umur, beton pada saat pembebanan, kelembaban udara dan jenis beton yang digunakan.

$$CR = Kcr \frac{Es}{Ec} (fcir - fc ds)$$

(Lyn, T.Y., Burns, Ned H., *Design of Prestressed Concrete Structure*)

Dimana:

Kcr = 1,6 untuk komponen struktur pasca ratik (*posttensioned*)

Es = Modulus elastisitas beton prategang
= 200000 Mpa

Ec = Modulus elastisitas beton umur 28 hari

fcir = Tegangan beton di daerah cgs oleh gaya Fo

fc ds = Tegangan beton pada garis berat tendon akibat seluruh beban mati yang bekerja pada komponen struktur setelah diberi gaya pratekan Fo

- Untuk bentang 30 m:

$$fcir = \frac{Fo}{Ac} + \frac{Fo \cdot e}{Ix} \\ = \frac{3300}{0,7523} + \frac{5019,08}{0,5818}$$

$$\begin{aligned}
 &= 12667,7 \text{ kN/m}^2 \\
 &= 12,667 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_{cds} &= \frac{M_D \cdot e}{I_x} \\
 &= \frac{3089,13}{0,5818} \\
 &= 5309,58 \text{ kN/m}^2 \\
 &= 5,309 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

Besarnya kehilangan prategang ini:

$$\begin{aligned}
 CR &= Kcr \frac{E_s}{E_c} (f_{cir} - f_{cds}) \\
 CR &= 1,6 \times \frac{200000}{4700\sqrt{50}} (12,667 - 5,309) \\
 &= 70,85 \text{ Mpa (untuk 5 tendon)} \\
 &= 17,712 \text{ Mpa (untuk 1 tendon)} \\
 &= 0,952 \% \text{ (untuk 1 tendon)}
 \end{aligned}$$

- Untuk bentang 50 m:

$$\begin{aligned}
 f_{cir} &= \frac{F_o}{A_c} + \frac{F_o \cdot e}{I_x} \\
 &= \frac{7000}{1,1523} + \frac{11790}{0,5818} \\
 &= 26339,395 \text{ kN/m}^2 \\
 &= 26,34 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_{cds} &= \frac{M_D \cdot e}{I_x} \\
 &= \frac{12630,3}{0,5818} \\
 &= 21708,8 \text{ kN/m}^2 \\
 &= 21,708 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

Besarnya kehilangan prategang ini:

$$\begin{aligned}
 CR &= K_{cr} \frac{E_s}{E_c} (f_{cir} - f_{cds}) \\
 CR &= 1,6 \times \frac{200000}{4700\sqrt{50}} (26,34 - 21,708) \\
 &= 44,586 \text{ Mpa (untuk 5 tendon)} \\
 &= 8,917 \text{ Mpa (untuk 1 tendon)} \\
 &= 0,48 \% \text{ (untuk 1 tendon)}
 \end{aligned}$$

4.3.8.6 Kehilangan Akibat Relaksasi Baja

Kehilangan prategang akibat relaksasi baja secara perlahan – lahan yang besarnya tergantung pada lamanya waktu dan perbandingan antara f_{pi} dengan f_{pu} . Dimana regangan yang terjadi pada kabel konstan tetapi tegangannya berkurang. Adapun persamaan rumus yang digunakan dalam menghitung kehilangan gayapategang akibat relaksasi baja adalah:

$$RE = [K_{RE} - J (SH + CR + ES)] \cdot C$$

(Lyn, T.Y., Burns, Ned H., *Design of Prestressed Concrete Structure*)

Dimana:

- Untuk tipe tendon strand atau kawat strand-relieved 1860 Mpa, maka digunakan:
 - $J = 0,15$
 - $K_{RE} = 138 \text{ Mpa}$
- f_{pi} adalah besarnya tegangan prategang setelah terjadi kehilangan gaya pategan akibat slip anker dan gesekan serta fek wobble, namun belum terjadi kehilangan gaya prategang akibat rangkai beton, susut beton, dan perpendekan elastis.
- f_{pu} adalah besarnya tegangan putus baja = 1860 Mpa
- C adalah koefisien yang bisa dilihat pada tabel akibat f_{pi}/f_{pu}

Besarnya kehilangan prategang akibat relaksasi baja ditunjukkan pada tabel dibawah ini:

Tabel 4.26 Kehilangan Akibat Relaksasi Baja

Tendon	Kre	J	fpu	fpi	fpi/fpu	C	SH	CR	ES	RE	Loss (%)
1	138	0.15	1860	1441.27	0.77	1.00	12.08	17.71	0.00	133.53	7.18
2	138	0.15	1860	1441.59	0.78	1.11	12.08	17.71	14.92	145.74	7.84
3	138	0.15	1860	1442.03	0.78	1.11	12.08	17.71	27.98	143.56	7.72
4	138	0.15	1860	1666.33	0.90	1.28	12.08	17.71	39.37	163.36	8.78
5	138	0.15	1860	1580.31	0.85	1.28	12.08	17.71	40.52	163.14	8.77
6	138	0.15	1860	1580.38	0.85	1.28	12.08	17.71	60.51	159.30	8.56

Dari perhitungan diatas, maka didapatkan besarnya kehilangan gaya prategang total dengan menjumlahkan nilai – nilai kehilangan gaya prategang tersebut:

Tabel 4.27 Total Kehilangan Gaya Prategang

Tendon	Total (%)
1	23.37
2	24.82
3	25.40
4	22.91
5	27.12
6	27.98

4.3.8.7 Kontrol Tegangan Sesudah Kehilangan

Tendon 1:

$$\begin{aligned} Fe1 &= 2000 - (2000 \times 23,37\%) \\ &= 1532,635\text{kN} \end{aligned}$$

Tendon 2:

$$\begin{aligned} Fe2 &= 3500 - (3500 \times 24,82\%) \\ &= 2631,293\text{kN} \end{aligned}$$

Tendon 3:

$$\begin{aligned} Fe3 &= 3500 - (3500 \times 25,4\%) \\ &= 2611,032\text{kN} \end{aligned}$$

Tendon 4:

$$\begin{aligned}\text{Fe4} &= 3300 - (3300 \times 22,91\%) \\ &= 2543,063\text{kN}\end{aligned}$$

Tendon 5:

$$\begin{aligned}\text{Fe5} &= 3500 - (3500 \times 27,12\%) \\ &= 2550,921\text{kN}\end{aligned}$$

Tendon 6:

$$\begin{aligned}\text{Fe6} &= 3500 - (3500 \times 27,98\%) \\ &= 2520,641\text{kN}\end{aligned}$$

Tendon Menerus (30 m):

- Tegangan Serat Atas:

$$\begin{aligned}\sigma_t &\geq \frac{F}{A} - \frac{((F1 \times e1) + (F2 \times e2) + (F3 \times e3)) \times y_a}{I} + \frac{M \times y_a}{I} \\ \sigma_t &\geq \frac{6774,96}{1,1523} - \frac{(6774,96 \times 1,28) \times 0,745}{0,5818} + \frac{6106,128 \times 0,745}{0,5818}\end{aligned}$$

$$\sigma_t \geq 5879,51 - 11101,02 + 7819,79$$

$$\begin{aligned}\sigma_t &\geq 2598,28 \text{ kN/m}^2 \\ 22,4 &\geq 2,59 \text{ Mpa} \dots \text{OK}\end{aligned}$$

- Tegangan Serat Bawah:

$$\begin{aligned}\sigma_b &\leq \frac{F}{A} + \frac{((F1 \times e1) + (F2 \times e2) + (F3 \times e3)) \times y_b}{I} - \frac{M \times y_b}{I} \\ \sigma_b &\leq \frac{6774,96}{1,1523} + \frac{(6774,96 \times 1,28) \times 1,555}{0,5818} - \frac{6106,128 \times 1,555}{0,5818}\end{aligned}$$

$$\sigma_b \leq 5879,51 + 23166,713 - 16319,12$$

$$\sigma_b \leq 12727,1 \text{ kN/m}^2$$

$$0 \leq 12,73 \text{ Mpa ...OK}$$

Tendon Simple (30 m):

- Tegangan Serat Atas:

$$\sigma_t \geq \frac{F}{A} - \frac{F_4 \times e_4 \times y_a}{I} + \frac{M \times y_a}{I}$$

$$\sigma_t \geq \frac{2544,063}{1,1523} - \frac{(2544,063 \times 1,31) \times 0,745}{0,5818} + \frac{2115,84 \times 0,745}{0,5818}$$

$$\sigma_t \geq 2207,81 - 4268,39 + 2709,65$$

$$\sigma_t \geq 649,422 \text{ kN/m}^2$$

$$22,4 \geq 0,65 \text{ Mpa ...OK}$$

- Tegangan Serat Bawah:

$$\sigma_b \leq \frac{F}{A} + \frac{F_4 \times e_4 \times y_b}{I} - \frac{M \times y_b}{I}$$

$$\sigma_b \leq \frac{2544,063}{1,1523} + \frac{(2544,063 \times 1,31) \times 1,555}{0,5818} - \frac{2115,84 \times 1,555}{0,5818}$$

$$\sigma_b \leq 2207,81 + 8906,969 - 5654,76$$

$$\sigma_b \leq 5460,02 \text{ kN/m}^2$$

$$0 \leq 5,46 \text{ Mpa ...OK}$$

Tendon Menerus (50 m):

- Tegangan Serat Atas:

$$\sigma_t \geq \frac{F}{A} - \frac{((F_1 \times e_1) + (F_2 \times e_2) + (F_3 \times e_3)) \times y_a}{I} + \frac{M \times y_a}{I}$$

$$\sigma_t \geq \frac{6774,96}{1,1523} - \frac{(6774,96 \times 1,31) \times 0,745}{0,5818} + \frac{10042,97 \times 0,745}{0,5818}$$

$$\sigma_t \geq 5879,51 - 11456,85 + 12861,5$$

$$\sigma_t \geq 7284,16 \text{ kN/m}^2$$

$$22,4 \geq 7,284 \text{ Mpa} \dots \text{OK}$$

- Tegangan Serat Bawah:

$$\sigma_b \leq \frac{F}{A} + \frac{((F1 \times e1) + (F2 \times e2) + (F3 \times e3)) \times y_a}{I} - \frac{M \times y_a}{I}$$

$$\sigma_b \leq \frac{6774,96}{1,1523} + \frac{(6774,96 \times 1,31) \times 1,555}{0,5818} - \frac{10042,97 \times 1,555}{0,5818}$$

$$\sigma_b \leq 5879,51 + 23909,29 - 26840,65$$

$$\sigma_b \leq 2948,15 \text{ kN/m}^2$$

$$0 \leq 2,948 \text{ Mpa} \dots \text{OK}$$

Tendon Simple (50 m):

- Tegangan Serat Atas:

$$\sigma_t \geq \frac{F}{A} - \frac{(F5 \times e5) + (F6 \times e6) \times y_a}{I} + \frac{M \times y_a}{I}$$

$$\sigma_t \geq \frac{5071,56}{1,1523} - \frac{(5071,56 \times 1,31) \times 0,745}{0,5818} + \frac{5877,34 \times 0,745}{0,5818}$$

$$\sigma_t \geq 4401,25 - 9275,708 + 7526,8$$

$$\sigma_t \geq 2652,34 \text{ kN/m}^2$$

$$22,4 \geq 2,652 \text{ Mpa} \dots \text{OK}$$

- Tegangan Serat Bawah:

$$\sigma_b \leq \frac{F}{A} + \frac{((F5 \times e5) + (F6 \times e6)) \times y_b}{I} - \frac{M \times y_b}{I}$$

$$\sigma_b \leq \frac{5071,56}{1,1523} + \frac{(5071,56 \times 1,43) \times 1,555}{0,5818} - \frac{5877,34 \times 1,555}{0,5818}$$

$$\sigma_b \leq 4401,25 + 19357,47 - 15707,68$$

$$\sigma_b \leq 8051,04 \text{ kN/m}^2$$

$$0 \leq 8,051 \text{ Mpa} \dots \text{OK}$$

4.3.9 Perhitungan Gaya Geser

Tulangan geser diperlukan untuk menahan gaya geser yang terjadi dalam balok. Dalam hal ini beton juga menerima gaya sesuai dengan kemampuannya. Kemampuan tersebut hanya sebatas tegangan geser yang diizinkan terjadi pada tegangan utama yang menyebabkan retak.

Ada dua jenis kehancuran akibat gaya geser, yaitu:

- 1) Retak dari badan akibat tarikan yang tinggi (V_{cw}) dan terjadi di daerah perletakan.
- 2) Retak akibat lentur yang mula – mula vertical dan sedikit demi sedikit berkembang menjadi retak miring akibat geser (V_{ci}).

(Lyn, T.Y., Burns, Ned H., *Design of Prestressed Concrete Structure*)

Tabel 4.28 Gaya Geser Ultimate

Jarak (m)	Akibat Kombinasi Beban Hidup					Akibat Beban Mati + Mati Tambahan		VU = 1,2VD + 1,6VL	Vn = VU/0,85
	Kombinasi 1	Kombinasi 2	Kombinasi 3	Kombinasi 4	Kombinasi 5	VD	VL		
	VL1	VL2	VL3	VL4	VL5	VD	VL		
	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN		
0	-349.526	-586.824	237.298	-81.903	-467.765	463.46	-3.0896	-3.634823529	
0.5	-337.214	-574.841	237.627	-69.756	-455.617	448.01125	-1.9289	-2.669294118	
1	-324.903	-562.857	237.955	-57.609	-443.47	432.5625	-0.7698	-0.905647059	
1.5	-312.591	-550.874	238.283	-45.461	-431.323	417.11375	0.3909	0.459882353	
2	-300.28	-538.891	238.611	-33.314	-419.175	401.665	1.55	1.823529412	
2.5	-287.968	-526.908	238.94	-21.166	-407.028	386.21625	2.7107	3.189058824	
3	-275.657	-514.924	239.268	-9.019	-394.88	370.7675	3.8698	4.552705882	
3.5	-263.345	-502.941	239.596	3.128	-382.733	355.31875	5.0305	5.918235294	
4	-251.034	-490.958	239.924	15.276	-370.586	339.87	6.1896	7.281882353	
4.5	-238.722	-478.975	240.253	27.423	-358.438	324.42125	7.3503	8.647411765	
5	-226.411	-466.991	240.581	39.57	-346.291	308.9725	8.5094	10.0105882	
5.5	-214.099	-455.008	240.909	51.718	-334.144	293.52375	9.6701	11.37658824	
6	-201.788	-443.025	241.237	63.865	-321.996	278.075	10.8292	12.74023529	
6.5	-189.476	-431.042	241.566	76.013	-309.849	262.62625	11.9899	14.10576471	
7	-177.165	-419.058	241.894	88.16	-297.701	247.1775	13.149	15.46941176	
7.5	-164.853	-407.075	242.222	100.307	-285.554	231.72875	14.3097	16.83494118	
8	-152.542	-395.092	242.55	112.455	-273.407	216.28	15.4688	18.19858824	
8.5	-140.23	-383.109	242.879	124.602	-261.259	200.83125	16.6295	19.56411765	
9	-127.919	-371.125	243.207	136.749	-249.112	185.3825	17.7886	20.92776471	
9.5	-115.607	-359.142	243.535	148.897	-236.965	169.93375	18.9493	22.29329412	
10	-103.296	-347.159	243.863	161.044	-224.817	154.485	20.1084	23.65694118	
10.5	-90.984	-335.176	244.192	173.192	-212.67	139.03625	21.2691	25.02247059	
11	-78.673	-323.192	244.52	185.339	-200.522	123.5875	22.4282	26.38611765	
11.5	-66.361	-311.209	244.848	197.486	-188.375	108.13875	23.5889	27.75164706	
12	-54.05	-299.226	245.176	209.634	-176.228	92.69	24.748	29.11529412	
12.5	-41.738	-287.243	245.505	221.781	-164.08	77.24125	25.9087	30.48082353	
13	-29.427	-275.259	245.833	233.928	-151.933	61.7925	27.0678	31.84447059	
13.5	-17.115	-263.276	246.161	246.076	-139.786	46.34375	28.2285	33.21	
14	-4.804	-251.293	246.489	258.223	-127.638	30.895	29.3876	34.57364706	
14.5	7.508	-239.31	246.818	270.371	-115.491	15.44625	30.5483	35.93917647	
15	19.819	-227.326	247.146	282.518	-103.343	-0.0025	31.7074	37.30282353	
15	637.219	390.074	247.146	282.518	514.057	-0.0025	1019.5474	1199.467529	
15.5	649.531	402.057	247.474	294.665	526.204	-15.45125	1020.7081	1200.833059	
16	661.842	414.04	247.802	306.813	538.351	-30.9	1021.8672	1202.196706	
16.5	674.154	426.023	248.131	318.96	550.499	-46.34875	1023.0279	1203.562235	
17	686.465	438.007	248.459	331.107	562.646	-61.7975	1024.187	1204.925882	
17.5	698.777	449.99	248.787	343.255	574.793	-77.24625	1025.3477	1206.291412	
18	711.088	461.973	249.115	355.402	586.941	-92.695	1026.5068	1207.655059	
18.5	723.4	473.956	249.444	367.55	599.088	-108.14375	1027.6675	1209.020588	
19	735.711	485.94	249.772	379.697	611.236	-123.5925	1028.8266	1210.384235	
19.5	748.023	497.923	250.1	391.844	623.383	-139.04125	1029.9873	1211.749765	
20	760.334	509.906	250.428	403.992	635.53	-154.49	1031.1464	1213.113412	
20.5	772.646	521.889	250.757	416.139	647.678	-169.93875	1032.3071	1214.478941	

Tabel 4.29 Gaya Geser Ultimate

Jarak (m)	Akibat Kombinasi Beban Hidup					Beban	VU = 1,2VD + 1,6VL	Vn = VU/0,85
	Kombinasi 1	Kombinasi 2	Kombinasi 3	Kombinasi 4	Kombinasi 5	Mati +		
	VL1	VL2	VL3	VL4	VL5	VD		
	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
21	784.957	533.873	251.085	428.286	659.825	-185.388	1033.4662	1215.842588
21.5	797.269	545.856	251.413	440.434	671.972	-200.836	1034.6269	1217.208118
22	809.58	557.839	251.741	452.581	684.12	-216.285	1035.786	1218.571765
22.5	821.892	569.822	252.07	464.729	696.267	-231.734	1036.9467	1219.937294
23	834.203	581.806	252.398	476.876	708.415	-247.183	1038.1058	1221.300941
23.5	846.515	593.789	252.726	489.023	720.562	-262.631	1039.2665	1222.666471
24	858.826	605.772	253.054	501.171	732.709	-278.08	1040.4256	1224.030118
24.5	871.138	617.755	253.383	513.318	744.857	-293.529	1041.5863	1225.395647
25	883.449	629.739	253.711	525.465	757.004	-308.978	1042.7454	1226.759294
25.5	895.761	641.722	254.039	537.613	769.152	-324.426	1043.9061	1228.124824
26	908.072	653.705	254.367	549.76	781.299	-339.875	1045.0652	1229.488471
26.5	920.384	665.688	254.696	561.908	793.446	-355.324	1046.2259	1230.854
27	932.695	677.672	255.024	574.055	805.594	-370.773	1047.385	1232.217647
27.5	945.007	689.655	255.352	586.202	817.741	-386.221	1048.5457	1233.583176
28	957.319	701.638	255.68	598.35	829.888	-401.67	1049.7064	1234.948706
28.5	969.63	713.621	256.009	610.497	842.036	-417.119	1050.8655	1236.312353
29	981.942	725.605	256.337	622.645	854.183	-432.568	1052.0262	1237.677882
29.5	994.253	737.588	256.665	634.792	866.331	-448.016	1053.1853	1239.041529
30	1006.565	749.571	256.993	646.939	878.478	-463.465	1054.346	1240.407059
30	-1004.837	-65.237	-939.6	-969.03	-614.033	772.4375	-680.8142	-800.9578824
30.5	-994.856	-64.908	-929.948	-959.213	-604.216	772.4375	-664.8446	-782.1701176
31	-984.876	-64.58	-920.296	-949.397	-594.4	772.4375	-648.8766	-763.3842353
31.5	-974.895	-64.252	-910.643	-939.58	-584.584	772.4375	-632.907	-744.5964706
32	-964.915	-63.924	-900.991	-929.764	-574.767	772.4375	-616.939	-725.8105882
32.5	-954.934	-63.595	-891.339	-919.948	-564.951	772.4375	-600.9694	-707.0228235
33	-944.954	-63.267	-881.687	-910.131	-555.135	772.4375	-585.0014	-688.2369412
33.5	-934.973	-62.939	-872.034	-900.315	-545.318	772.4375	-569.0318	-669.4491765
34	-924.993	-62.611	-862.382	-890.499	-535.502	772.4375	-553.0638	-650.6632941
34.5	-915.012	-62.282	-852.73	-880.682	-525.685	772.4375	-537.0942	-631.8755294
35	-905.032	-61.954	-843.078	-870.866	-515.869	772.4375	-521.1262	-613.0896471
35.5	-895.051	-61.626	-833.425	-861.049	-506.053	772.4375	-505.1566	-594.3018824
36	-885.071	-61.298	-823.773	-851.233	-496.236	772.4375	-489.1886	-575.516
36.5	-875.09	-60.969	-814.121	-841.417	-486.42	772.4375	-473.219	-556.7282353
37	-865.11	-60.641	-804.469	-831.6	-476.604	772.4375	-457.251	-537.9423529
37.5	-855.129	-60.313	-794.816	-821.784	-466.787	772.4375	-441.2814	-519.1545882
38	-845.149	-59.985	-785.164	-811.968	-456.971	772.4375	-425.3134	-500.3687059
38.5	-835.168	-59.656	-775.512	-802.151	-447.154	772.4375	-409.3438	-481.5809412
39	-825.188	-59.328	-765.86	-792.335	-437.338	772.4375	-393.3758	-462.7950588
39.5	-815.207	-59	-756.207	-782.518	-427.522	772.4375	-377.4062	-444.0072941
40	-805.227	-58.672	-746.555	-772.702	-417.705	772.4375	-361.4382	-425.2214118
40.5	-795.246	-58.343	-736.903	-762.886	-407.889	772.4375	-345.4686	-406.4336471

Tabel 4.30 Gaya Geser Ultimate

Jarak (m)	Akiat Kombinasi Beban Hidup					Beban	VU = 1,2VD + 1,6VL	Vn = VU/0,85
	Kombinasi 1	Kombinasi 2	Kombinasi 3	Kombinasi 4	Kombinasi 5	Mati +		
	VL1	VL2	VL3	VL4	VL5	VD		
	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
41	-785.266	-58.015	-727.251	-753.069	-398.073	772.4375	-329.5006	-387.6477647
41.5	-775.285	-57.687	-717.598	-743.253	-388.256	772.4375	-313.531	-368.86
42	-765.305	-57.359	-707.946	-733.437	-378.44	772.4375	-297.563	-350.0741176
42.5	-755.324	-57.03	-698.294	-723.62	-368.623	772.4375	-281.5934	-331.2863529
43	-745.344	-56.702	-688.642	-713.804	-358.807	772.4375	-265.6254	-312.5004706
43.5	-735.363	-56.374	-678.989	-703.987	-348.991	772.4375	-249.6558	-293.7127059
44	-725.383	-56.046	-669.337	-694.171	-339.174	772.4375	-233.6878	-274.9268235
44.5	-715.402	-55.717	-659.685	-684.355	-329.358	772.4375	-217.7182	-256.1390588
45	-705.422	-55.389	-650.033	-674.538	-319.541	772.4375	-201.7502	-237.3531765
45.5	-695.441	-55.061	-640.38	-664.722	-309.725	772.4375	-185.7806	-218.5654118
46	-685.461	-54.733	-630.728	-654.906	-299.909	772.4375	-169.8126	-199.7795294
46.5	-675.48	-54.404	-621.076	-645.089	-290.092	772.4375	-153.843	-180.9917647
47	-665.5	-54.076	-611.424	-635.273	-280.276	772.4375	-137.875	-162.2058824
47.5	-655.519	-53.748	-601.771	-625.456	-270.46	772.4375	-121.9054	-143.4181176
48	-645.539	-53.42	-592.119	-615.64	-260.643	772.4375	-105.9374	-124.6322353
48.5	-635.558	-53.091	-582.467	-605.824	-250.827	772.4375	-89.9678	-105.8444706
49	-625.578	-52.763	-572.815	-596.007	-241.01	772.4375	-73.9998	-87.05858824
49.5	-615.597	-52.435	-563.162	-586.191	-231.194	772.4375	-58.0302	-68.27082353
50	-605.617	-52.107	-553.51	-576.375	-221.378	772.4375	-42.0622	-49.48494118
50.5	-595.636	-51.778	-543.858	-566.558	-211.561	772.4375	-26.0926	-30.69717647
51	-585.656	-51.45	-534.206	-556.742	-201.745	772.4375	-10.1246	-11.91129412
51.5	-575.675	-51.122	-524.553	-546.925	-191.929	772.4375	5.845	6.876470588
52	-565.695	-50.794	-514.901	-537.109	-182.112	772.4375	21.813	25.66235294
52.5	-555.714	-50.465	-505.249	-527.293	-172.296	772.4375	37.7826	44.45011765
53	-545.734	-50.137	-495.597	-517.476	-162.479	772.4375	53.7506	63.236
53.5	-535.753	-49.809	-485.944	-507.66	-152.663	772.4375	69.7202	82.02376471
54	-525.773	-49.481	-476.292	-497.844	-142.847	772.4375	85.6882	100.8096471
54.5	-515.792	-49.152	-466.64	-488.027	-133.03	772.4375	101.6578	119.5974118
55	-505.812	-48.824	-456.988	-478.211	-123.214	772.4375	117.6258	138.3832941
55	111.588	-48.824	160.412	139.189	-123.214	772.4375	1105.4658	1300.548
55.5	121.569	-48.496	170.065	149.006	-113.398	772.4375	1121.4354	1319.335765
56	131.549	-48.168	179.717	158.822	-103.581	772.4375	1137.4034	1338.121647
56.5	141.53	-47.839	189.369	168.638	-93.765	772.4375	1153.373	1356.909412
57	151.51	-47.511	199.021	178.455	-83.948	772.4375	1169.341	1375.695294
57.5	161.491	-47.183	208.674	188.271	-74.132	772.4375	1185.3106	1394.483059
58	171.471	-46.855	218.326	198.087	-64.316	772.4375	1201.2786	1413.268941
58.5	181.452	-46.526	227.978	207.904	-54.499	772.4375	1217.2482	1432.056706
59	191.432	-46.198	237.63	217.72	-44.683	772.4375	1233.2162	1450.842588
59.5	201.413	-45.87	247.283	227.537	-34.867	772.4375	1249.1858	1469.630353
60	211.393	-45.542	256.935	237.353	-25.05	772.4375	1265.1538	1488.416235
60.5	221.374	-45.213	266.587	247.169	-15.234	772.4375	1281.1234	1507.204

Tabel 4.31 Gaya Geser Ultimate

Jarak (m)	Akibat Kombinasi Beban Hidup					Beban	VU = 1,2VD + 1,6VL	Vn = VU/0,85
	Kombinasi 1	Kombinasi 2	Kombinasi 3	Kombinasi 4	Kombinasi 5	Mati +		
	VL1	VL2	VL3	VL4	VL5	VD		
	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
61	231.354	-44.885	276.24	256.986	-5.417	772.4375	1297.0914	1525.989882
61.5	241.335	-44.557	285.892	266.802	4.399	772.4375	1313.061	1544.777647
62	251.315	-44.229	295.544	276.619	14.215	772.4375	1329.029	1563.563529
62.5	261.296	-43.9	305.196	286.435	24.032	772.4375	1344.9986	1582.351294
63	271.276	-43.572	314.849	296.251	33.848	772.4375	1360.9666	1601.137176
63.5	281.257	-43.244	324.501	306.068	43.664	772.4375	1376.9362	1619.924941
64	291.237	-42.916	334.153	315.884	53.481	772.4375	1392.9042	1638.710824
64.5	301.218	-42.587	343.805	325.7	63.297	772.4375	1408.8738	1657.498588
65	311.198	-42.259	353.458	335.517	73.114	772.4375	1424.8418	1676.284471
65.5	321.179	-41.931	363.11	345.333	82.93	772.4375	1440.8114	1695.072235
66	331.159	-41.603	372.762	355.15	92.746	772.4375	1456.7794	1713.858118
66.5	341.14	-41.274	382.414	364.966	102.563	772.4375	1472.749	1732.645882
67	351.12	-40.946	392.067	374.782	112.379	772.4375	1488.717	1751.431765
67.5	361.101	-40.618	401.719	384.599	122.195	772.4375	1504.6866	1770.219529
68	371.081	-40.29	411.371	394.415	132.012	772.4375	1520.6546	1789.005412
68.5	381.062	-39.961	421.023	404.231	141.828	772.4375	1536.6242	1807.793176
69	391.042	-39.633	430.676	414.048	151.645	772.4375	1552.5922	1826.579059
69.5	401.023	-39.305	440.328	423.864	161.461	772.4375	1568.5618	1845.366824
70	411.003	-38.977	449.98	433.681	171.277	772.4375	1584.5298	1864.152706
70.5	420.984	-38.648	459.632	443.497	181.094	772.4375	1600.4994	1882.940471
71	430.964	-38.32	469.285	453.313	190.91	772.4375	1616.4674	1901.726353
71.5	440.945	-37.992	478.937	463.13	200.726	772.4375	1632.437	1920.514118
72	450.925	-37.664	488.589	472.946	210.543	772.4375	1648.405	1939.3
72.5	460.906	-37.335	498.241	482.762	220.359	772.4375	1664.3746	1958.087765
73	470.886	-37.007	507.894	492.579	230.176	772.4375	1680.3426	1976.873647
73.5	480.867	-36.679	517.546	502.395	239.992	772.4375	1696.3122	1995.661412
74	490.847	-36.351	527.198	512.212	249.808	772.4375	1712.2802	2014.447294
74.5	500.828	-36.022	536.85	522.028	259.625	772.4375	1728.2498	2033.235059
75	510.808	-35.694	546.503	531.844	269.441	772.4375	1744.2178	2052.020941
75.5	520.789	-35.366	556.155	541.661	279.258	772.4375	1760.1874	2070.808706
76	530.769	-35.038	565.807	551.477	289.074	772.4375	1776.1554	2089.594588
76.5	540.75	-34.709	575.459	561.293	298.89	772.4375	1792.125	2108.382353
77	550.73	-34.381	585.112	571.11	308.707	772.4375	1808.093	2127.168235
77.5	560.711	-34.053	594.764	580.926	318.523	772.4375	1824.0626	2145.956
78	570.691	-33.725	604.416	590.743	328.339	772.4375	1840.0306	2164.741882
78.5	580.672	-33.396	614.068	600.559	338.156	772.4375	1856.0002	2183.529647
79	590.652	-33.068	623.721	610.375	347.972	772.4375	1871.9682	2202.315529
79.5	600.633	-32.74	633.373	620.192	357.789	772.4375	1887.9378	2221.103294
80	610.613	-32.412	643.025	630.008	367.605	772.4375	1903.9058	2239.889176

4.3.9.1 Perhitungan Gaya Geser Retak Badan (V_{cw})

$$V_{cw} = (0,29 \cdot \sqrt{f'_c} + 0,3 \cdot f_{pc}) \times b_w \times d + V_p$$

(Lyn, T.Y., Burns, Ned H., *Design of Prestressed Concrete Structure*)

Dimana:

- Tinjauan pada jarak $h/2 = 2,1 \text{ m}/2 = 1,05 \text{ m}$
- f_{pc} = Tegangan Akibat Gaya Prategang

$$f_{pc} = \frac{F}{A_c} = \frac{16000000}{1727000} = 9,26 \text{ Mpa}$$
- V_p = Gaya geser yang diakibatkan oleh gaya prategang

$$V_p = \frac{4 \times F \times h}{L} = \frac{4 \times 16000000 \times 1050}{50000} = 1554000 \text{ N}$$

$$V_p = \frac{50 - 25}{50} \times 1554000 = 777000 \text{ N}$$
- $d = 2100 - \left(\frac{25}{2}\right) - \left(\frac{13}{2}\right) = 2081 \text{ mm}$

$$V_{cw} = (0,29 \cdot \sqrt{50} + 0,3 \cdot 9,26) \times 200 \times 2081 + 777000$$

$$= 2786667,343 \text{ N}$$

4.3.9.2 Perhitungan V_{ci} pada Balok

Retak akibat lentur yang mula-mula vertikal dan sedikit demi sedikit berkembang menjadi retak miring akibat gesekan (V_{ci}). Retak yang diakibatkan oleh kombinasi antara geser dan lentur yang biasa disebut dengan tegangan tarik utama.

$$V_{ci} = 0,05 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d + V_g + \left(\frac{V_u \times M_{cr}}{M_u} \right)$$

$$M_{cr} = \frac{I}{y_t} (0,5 \sqrt{f'_c} + f_{pe} - f_d)$$

(Lyn, T.Y., Burns, Ned H., *Design of Prestressed Concrete Structure*)

Dimana:

V_g = Gaya lintang akibat berat sendiri dan beban mati

V_u = $1,2V_D + 1,6V_L$

= 1054,346 kN

M_u = $1,2M_D + 1,6M_L$

= $(1,2 \times 9655,46) + (1,6 \times 10042,97)$

= 27655,3 kNm

f_d = M_g/w

= $9655468750 \times 1077,5/4,9 \times 10^{11}$

= 21,23 Mpa

f_{pe} = $f/A_c + f_e/w$

= $7000000/1727000 + 7000000 \times 1280/454756380,5$

= 23,75 Mpa

$$V_{ci} = 0,05\sqrt{50} \cdot 200 \cdot 2081 + 0 + \left(\frac{1054,346 \times 2753,792}{27655,3} \right)$$

$V_{ci} = 105,134 \text{ kN}$

4.3.9.3 Perhitungan Tulangan Geser

$$S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s}$$

(SNI T-12-2005 pasal 6.8.10.3.a)

Dimana:

S = Jarak sengkang

A_v = Luas Sengkang

f_y = Tegangan leleh tulangan

d = Tinggi balok

Direncanakan menggunakan diameter tulangan 13 mm.

$$\begin{aligned} A_v &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 13^2 \\ &= 132,665 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

d = 2100 mm

\emptyset = 0,75

Dari hasil perhitungan geser akibat beban mati dan kombinasi beban hidup sebelumnya, didapat gaya geser pada tumpuan bentang sebesar:

$$V_u = 1054346 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} V_{uc \text{ maks}} &= 0,5 \times \phi \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \\ &= 0,5 \times 0,75 \times \sqrt{50} \times 200 \times 2081 \\ &= 1103616,9 \text{ N} \end{aligned}$$

$$V_u < V_{uc \text{ maks}}$$

$$\begin{aligned} V_c &= 1/6 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \\ &= 1/6 \times \sqrt{50} \times 200 \times 2081 \\ &= 409496,4 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,75 \times 409496,4 \\ &= 367872,3 \text{ N} \end{aligned}$$

$V_u > \phi V_c$, maka diperlukan tulangan geser

$$\begin{aligned} \phi V_s &= V_u - \phi V_c \\ &= 1054346 - 367872,3 \\ &= 686473,69 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s &= \phi V_s / 0,75 \\ &= 915298,26 \text{ N} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan sengkang D13

$$A_v = 265,465 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} S &= 265,465 \times 390 \times 2081 / 915298,26 \\ &= 235,386 \text{ mm} \end{aligned}$$

Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 23.3.3.2, jarak sengkang maksimum tertutup tidak boleh melebihi:

$$S \leq d/4 = 2081/4 = 520,25 \text{ mm}$$

$$S \leq 24 \times D = 24 \times 13 = 312 \text{ mm}$$

$$S \leq 300 \text{ mm}$$

Dipakai tulangan $\phi 13 - 200$

Dari hasil perhitungan geser akibat beban mati dan kombinasi beban hidup sebelumnya, didapat gaya geser pada tengah bentang sebesar:

$$\begin{aligned} V_u &= 1019547 \text{ N} \\ V_{ci} &= 105134 \text{ N} \\ \phi V_{ci} &= 0,75 \times 105134 \\ &= 78850,5 \text{ N} \end{aligned}$$

$V_u > \phi V_{ci}$, maka diperlukan tulangan geser

$$\begin{aligned} \phi V_s &= V_u - \phi V_{ci} \\ &= 940696,5 \text{ N} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan sengkang 2D13

$$A_v = 265,465 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} S &= 265,465 \times 390 \times 2081 / 915298,26 \\ &= 235,386 \text{ mm} \end{aligned}$$

Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 23.3.3.2, jarak sengkang maksimum tertutup tidak boleh melebihi:

$$S \leq d/4 = 2081/4 = 520,25 \text{ mm}$$

$$S \leq 24 \times D = 24 \times 13 = 312 \text{ mm}$$

$$S \leq 300 \text{ mm}$$

Dipakai tulangan Ø13 – 200

4.3.10 Perhitungan Kapasitas Momen Batas

Syarat balok untuk dapat mencapai keadaan aman apabila syarat di bawah ini terpenuhi:

$$\phi M_n > M_u$$

Dimana:

$$\phi = \text{Faktor Reduksi} = 0,9$$

$$M_n = \text{Momen Nominal}$$

$$\begin{aligned} M_u &= 1,2MD + 1,6ML \\ &= (1,2 \times 9655,46) + (1,6 \times 10042,97) \\ &= 27655,3 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$F_{pu} = 1860 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned}
 Aps &= ns \times (1/4 \times \pi \times 12,7^2) \\
 &= 109 \times (126,67) \\
 &= 13807,79 \text{ mm}^2 \\
 d &= 2300 - 50 - (2 \times 13) \\
 &= 2224 \text{ mm} \\
 \rho &= Aps / b \times d \\
 &= 0,0088 \\
 fps &= 1860 (1 - 0,5 \times 0,0088 \times 1860 / 50) \\
 &= 1553,156 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

(Lyn, T.Y., Burns, Ned H., *Design of Prestressed Concrete Structure*)

- Daerah Tekan Beton:

$$T = Aps \cdot fps$$

$$T = 21445651,9 \text{ N}$$

$$C = 0,85 \cdot f'c \cdot b \cdot a$$

Distribusi antara persamaan $T = C$, maka didapat:

$$a = \frac{Aps \cdot fps}{0,85 \cdot f'c \cdot b}$$

$$a = \frac{21445651,9}{0,85 \times 50 \times 700}$$

$$a = 720,86 \text{ mm}$$

$$Mn = 21445651,9 \times (2300 - 720,86)$$

$$Mn = 3,386 \times 10^{10} \text{ Nmm}$$

$$\phi Mn = 0,9 \times 3,386 \times 10^{10} \text{ Nmm}$$

$$\phi Mn = 3,048 \times 10^{10} \text{ Nmm}$$

$$\phi Mn \geq Mu$$

$$3,048 \times 10^{10} \geq 2,765 \times 10^{10}$$

4.3.11 Perhitungan Tulangan Lentur

Pada perencanaan balok beton prategang diusahakan seluruh penampang mengalami tekan dan diusahakan tidak terjadi tarik, sehingga pembesannya cukup dengan tulangan minimum. Berdasarkan RSNI T-12-2004 pasal 5.1.1.5, dijelaskan bahwa untuk setiap penampang dari suatu komponen struktur lentur, bila dalam analisis diperlukan tulangan tarik, maka luas A_s yang ada tidak boleh kecil dari:

$$A_{s \min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4f_y} \times b_w \times d$$

Dan tidak lebih kecil dari:

$$A_{s \min} = \frac{1,4}{f_y} \times b_w \times d$$

Sehingga:

$$A_{s \min} = \frac{\sqrt{50}}{4(390)} \times 752300 = 3409 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \min} = \frac{1,4}{390} \times 752300 = 2700,5 \text{ mm}^2$$

Maka, dipakai tulangan D13 ($A_s = 3451 \text{ mm}^2$)

4.3.12 Kontrol Lendutan

Lendutan dihitung memakai metode beton sebagai benda bebas terpisah dari tendon, tanpa menghitung gaya – gaya dari tendon. Tujuan dari pemberian lendutan (*chamber*), diantaranya adalah:

1. Untuk mengatasi lendutan akibat berat sendiri balok
2. Untuk mengatasi pandangan jembatan yang seolah – olah turun, sehingga akan terlihat rapuh.

$$\Delta \text{ izin} = \frac{L}{500}$$

- Lendutan pada Balok

Lendutan ditinjau berdasarkan beban – beban yang bekerja pada gelagar memanjang prategang, beban – beban tersebut diantaranya adalah sebagai berikut:

1. Beban Mati
2. Beban Mati Tambahan
3. Beban Hidup Merata
4. Beban Hidup Terpusat
5. Beban Akibat Gaya Prategang

- Perhitungan Lendutan yang Terjadi:

$$\Delta = \frac{5 \cdot w \cdot L^4}{384 \cdot EI}$$

Berikut adalah perhitungan lendutan total yang terjadi dengan bantuan program bantu SAP 2000:

Tabel 4.32 Lendutan yang Terjadi Akibat Beban Total

No.	Beban yang Bekerja	Lendutan yang Terjadi (cm)	Arah
1	Beban Mati + Beban Mati Tambahan	-2.16	Ke Bawah
2	Beban Hidup Merata	-0.75	Ke Bawah
3	Beban Hidup Terpusat	-0.8	Ke Bawah
4	Beban Akibat Gara Prategang	2.38	Ke Atas
Lendutan Total		-1.33	Ke Bawah

$$\Delta_{\text{chamber}} = 5000/500 = 10 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\text{yang terjadi}} < \Delta_{\text{izin}}$$

$$1,33 \text{ cm} < 10 \text{ cm} \text{ .. OK}$$

4.4 Perencanaan Struktur Bangunan Bawah

4.4.1 Analisis Data Tanah

Pada tugas akhir ini, data tanah yang digunakan yaitu berasal dari data tanah yang didapat dengan metode *Standard Penetration Test (SPT)*.

Tabel 4.33 Data Nilai NSPT per 1 meter

Kedalaman (m)	NSPT	N Koreksi
0	0	0
1	4	4
2	8	8
3	10	10
4	11	11
5	9	9
6	6	6
7	8	8
8	8.75	8.75
9	9.5	9.5
10	10	10
11	26	20.5
12	42	28.5
13	46	30.5
14	50	32.5

4.4.1.1 Harga N Koreksi

Harga N di bawah muka air tanah harus dikoreksi menjadi N koreksi (N') berdasarkan perumusan sebagai berikut (Terzaghi & Peck):

$$N' = 15 + 0,5(N - 15) \quad \text{untuk } N > 15$$

Dimana N adalah jumlah pukulan kenyataan di lapangan untuk di bawah muka air tanah (N measured)

4.4.1.2 Korelasi SPT dengan Jenis Tanah

Pada data diatas, disajikan beberapa korelasi antara nilai SPT dengan sifat – sifat fisik dan mekanis tanah yang antara lain seperti tercantum pada tabel dibawah ini.

Tabel 4.34 SPT dan Korelasinya (K.E Bowles, 1984)
(Buku Daya Dukung Pondasi Dalam Karya Prof. Herman Wahyudi)

	Cohesionless Soil / Sol Pulverent				
N (blows)	0 - 3	4-10	11-30	31-50	> 50
γ (KN/m ³)	-	12-16	14-18	16-20	18-23
ϕ (o)	-	25-32	28-36	30-40	>35
State	Very Loose	Loose	Medium	Dense	Very Dense
Dr (%)	0-15	15-35	35-65	65-85	85-100
	Cohesive Soil / Sol Coherent				
N (blows)	<4	4-6	6-15	16-25	> 50
γ (KN/m ³)	14-18	16-18	16-18	16-20	>20
qu	<25	20-50	30-60	40-200	>100
Consistency	Very Soft	Soft	Medium	Stiff	Hard

4.4.1.3 Daya Dukung Pondasi Dalam

Pada tugas akhir ini, digunakan rumusan Luciano Decourt untuk perhitungan daya dukung pondasi dalam. Luciano Decourt (1996) menyajikan metode sebagai berikut:

$$Q_L = Q_P + Q_S$$

dimana:

Q_L = Daya dukung tanah maksimum pada pondasi

Q_P = *Resistance ultimate* di dasar pondasi

Q_S = *Resistance ultimate* akibat tekanan lateral

$$Q_P = q_p \times A_p = \alpha \times N_p \times K \times A_p$$

Dimana:

N_p = Harga rata –rata SPT disekitar \$B di atas hingga 4B di bawah dasar tiang pondasi (B = diameter pondasi)

K = Koefisien Karakteristik tanah di dasar pondasi

12 t/m², untuk lempung (clay)

20 t/m², untuk lempung berlanau (silty clay)

25 t/m², untuk pasir berlanau (silty sand)

40 t/m², untuk pasir (sand)

$$Q_S = q_s \times A_s = \beta \times (N_s/3 + 1) \times A_s$$

Dimana:

q_s = Tegangan akibat lekukan lateral dalam t/m^2

A_s = Keliling dikali panjang tiang yang terbenam

N_s = Harga rata – rata sepanjang tiang yang terbenam dengan batasan: $3 \leq N \leq 50$, khusus untuk aspek gesekan (friksi)

Koefisien α dan β adalah berturut – turut *base coefficient* dan *shaft coefficient* menurut Decourt et all (1996) yang nilainya seperti tabel dibawah ini:

Tabel 4.35 Base Coefficient α Decourt et all (1996)
(Buku Daya Dukung Pondasi Dalam Karya Prof. Herman Wahyudi)

Soil/Pile	Driven Pile	Bored Pile	Bored Pile (bentonik)	Continuous Hollow Anger	Root Pile	Infected Pile (High Pressure)
Clay	1,0	0,85	0,85	0,30	0,85	1,0
Intermediate Soil	1,0	0,60	0,60	0,30	0,60	1,0
Sands	1,0	0,50	0,50	0,30	0,50	1,0

Pada tugas akhir ini, digunakan tiang pancang *Driven Pile* sehingga dipakai nilai α yaitu 1,0

Tabel 4.36 Shaft Coefficient α Decourt et all (1996)
(Buku Daya Dukung Pondasi Dalam Karya Prof. Herman Wahyudi)

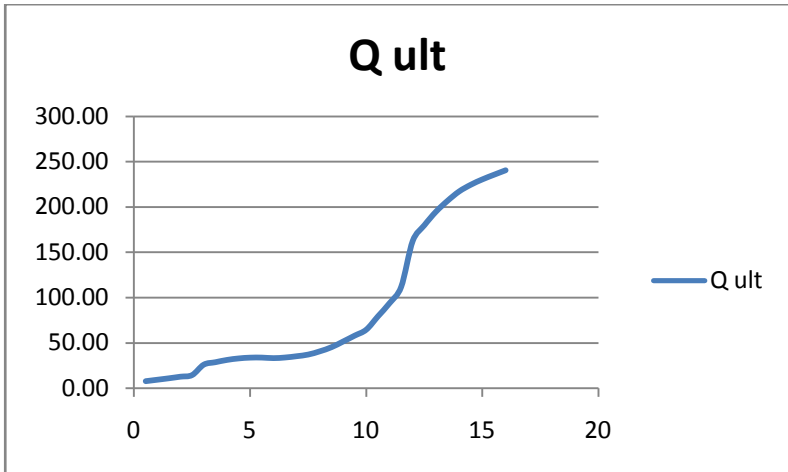
Soil/Pile	Driven Pile	Bored Pile	Bored Pile (bentonik)	Continuous Hollow Anger	Root Pile	Infected Pile (High Pressure)
Clay	1,0	0,80	0,90	1,0	1,5	3,0
Intermediate Soil	1,0	0,65	0,70	1,0	1,5	3,0
Sands	1,0	0,50	0,60	1,0	1,5	3,0

Pada tugas akhir ini, digunakan tiang pancang *Driven Pile* sehingga dipakai nilai β yaitu 1,0

Berdasarkan rumusan dan tabel diatas, perhitungan daya dukung tanah untuk pondasi dalam disajikan pada tabel di bawah ini

Tabel 4.37 Daya Dukung Tanah untuk Pondasi Dalam Diameter 0,6 meter

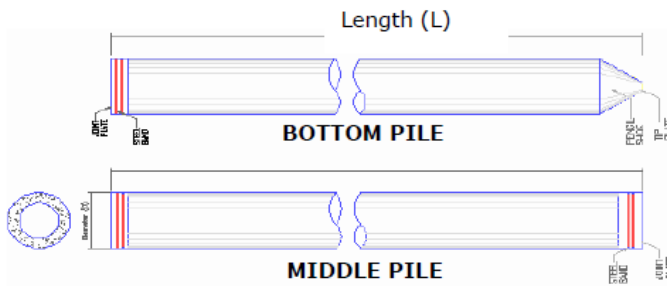
Kedalaman (m)	Qp (ton)						Qs (ton)				QL (ton)	Q ult (ton)
	NSPT	N Koreksi	Np	K	qp	Qp	Ns	qs	As	Qs		
0.5	2	2	6.5	12	78	22.04	2	1.67	0.94	1.57	23.61	7.87
1	4	4	7.0714286	12	84.85714	23.98	4	2.33	1.88	4.40	28.38	9.46
1.5	6	6	7.5625	12	90.75	25.65	5	2.67	2.83	7.54	33.18	11.06
2	8	8	7.83	12	94.00	26.56	6.5	3.17	3.77	11.93	38.50	12.83
2.5	9	9	7.95	12	95.40	26.96	7.75	3.58	4.71	16.88	43.84	14.61
3	10	10	7.91	25	197.73	55.88	8.88	3.96	5.65	22.37	78.25	26.08
3.5	10.5	10.5	8.27	25	206.82	58.45	9.69	4.23	6.59	27.89	86.33	28.78
4	11	11	8.55	25	213.64	60.37	10.34	4.45	7.54	33.52	93.89	31.30
4.5	10	10	8.73	25	218.18	61.66	10.17	4.39	8.48	37.22	98.88	32.96
5	9	9	8.77	25	219.32	61.98	9.59	4.20	9.42	39.52	101.50	33.83
5.5	7.5	7.5	8.75	25	218.75	61.82	8.54	3.85	10.36	39.87	101.69	33.90
6	6	6	8.66	25	216.4773	61.18	7.27	3.42	11.30	38.70	99.88	33.29
6.5	7	7	8.57	25	214.20	60.53	7.14	3.38	12.25	41.37	101.91	33.97
7	8	8	8.45	25	211.36	59.73	7.57	3.52	13.19	46.46	106.19	35.40
7.5	8.5	8.5	8.45	25	211.36	59.73	8.03	3.68	14.13	51.97	111.70	37.23
8	8.75	8.75	9.23	25	230.68	65.19	8.39	3.80	15.07	57.23	122.42	40.81
8.5	9	9	10.41	25	260.23	73.54	8.70	3.90	16.01	62.43	135.97	45.32
9	9.5	9.5	12.23	25	305.68	86.39	9.10	4.03	16.96	68.38	154.76	51.59
9.5	9.75	9.75	14.18	25	354.55	100.19	9.42	4.14	17.90	74.12	174.32	58.11
10	10	10	16.18	25	404.55	114.32	9.71	4.24	18.84	79.83	194.16	64.72
10.5	20	17.5	18.18	25	454.55	128.45	13.61	5.54	19.78	109.50	237.95	79.32
11	26	20.5	20.25	25	506.25	143.07	17.05	6.68	20.72	138.53	281.59	93.86
11.5	37	26	22.39	25	559.66	158.16	21.53	8.18	21.67	177.13	335.29	111.76
12	42	28.5	24.48	40	979.09	276.69	25.01	9.34	22.61	211.11	487.80	162.60
12.5	45	30	26.55	40	1061.818	300.07	27.51	10.17	23.55	239.48	539.55	179.85
13	46	30.5	28.59	40	1143.64	323.19	29.00	10.67	24.49	261.28	584.47	194.82
13.5	48	31.5	29.95	40	1198.18	338.61	30.25	11.08	25.43	281.91	620.51	206.84
14	50	32.5	30.90	40	1236.00	349.29	31.38	11.46	26.38	302.23	651.53	217.18
14.5	50	32.5	31.44	40	1257.78	355.45	31.94	11.65	27.32	318.14	673.59	224.53
15	50	32.5	31.81	40	1272.50	359.61	32.22	11.74	28.26	331.76	691.37	230.46
15.5	50	32.5	32.07	40	1282.857	362.54	32.36	11.79	29.20	344.19	706.72	235.57
16	50	32.5	32.33	40	1293.333	365.50	32.43	11.81	30.14	356.00	721.49	240.50



Gambar 4.12 Grafik Kedalaman (sumbu x) vs Q_{ult} (sumbu y)

- Perumusan Daya Dukung Tiang Pondasi

Setelah mendapatkan daya dukung untuk pondasi dalam, kemudian dapat dihitung kekuatan daya dukung tiang pondasi. Kemampuan material tiang pancang dapat dilihat pada gambar dibawah ini:



Gambar 4.13 Penampang dan Bagian Tiang Pancang (PT Wijaya Karya Beton)

Tabel 4.38 Klasifikasi dari Tiang Pancang PT. WIKA Beton (PT Wijaya Karya Beton)

Outside Diameter D (mm)	Wall Thickness T (mm)	Class	Concrete Cross Section (cm ²)	Unit Weight (kg/m)	Length L (M)	Bending Moment		Allowable Axial Load (Ton)
						Crack (Ton.m)	Ultimate (Ton.m)	
300	60	A2	452	113	6 - 13	2.50	3.75	72.60
		A3				3.00	4.50	70.75
		B				3.50	6.30	67.50
		C				4.00	8.00	65.40
350	65	A1	582	145	6 - 15	3.50	5.25	93.10
		A3				4.20	6.30	89.50
		B				5.00	9.00	86.40
		C				6.00	12.00	85.00
400	75	A2	766	191	6 - 16	5.50	8.25	121.10
		A3				6.50	9.75	117.60
		B				7.50	13.50	114.40
		C				9.00	18.00	111.50
450	80	A1	930	232	6 - 16	7.50	11.25	149.50
		A2				8.50	12.75	145.80
		A3				10.00	15.00	143.80
		B				11.00	19.80	139.10
		C				12.50	25.00	134.90
500	90	A1	1159	290	6 - 16	10.50	15.75	185.30
		A2				12.50	18.75	181.70
		A3				14.00	21.00	178.20
		B				15.00	27.00	174.90
		C				17.00	34.00	169.00
600	100	A1	1571	393	6 - 16	17.00	25.50	252.70
		A2				19.00	28.50	249.00
		A3				22.00	33.00	243.20
		B				25.00	45.00	238.30
		C				29.00	58.00	229.50
800	120	A1	2564	641	6 - 24	40.70	63.60	415.00
		A2				46.20	84.40	406.20
		A3				51.00	97.80	398.20
		B				55.70	108.20	390.80
		C				70.60	129.80	367.60
1000	140	A1	3872	946	6 - 24	75.00	117.90	614.00
		A2				82.30	139.80	604.80
		A3				93.30	170.90	590.60
		B				105.70	199.70	575.00
		C				123.60	229.90	552.90
1200	150	A1	4948	1237	6 - 24	120.00	180.00	802.40
		A2				130.00	195.00	794.00
		A3				145.00	217.50	778.10
		B				170.00	306.00	751.50
		C				200.00	400.00	721.10

Dipilih tipe tiang pancang ukuran 600 mm kelas A1, maka diketahui besaran material sebagai berikut:

Momen Cracking = 17 tm

Momen Ultimate = 25,5 tm

Allowable Axial Load = 252,7 t
 Nominal Weight = 393 kg/m

Gaya ultimate lateral resistance yang bekerja pada *fixed headed pile* dapat dihitung dengan rumusan menurut Tomlinson, sebagai berikut:

$$H_u = \frac{M_u}{Z_f}$$

Dimana:

Z_f = Letak Titik Jepit Tanah

Untuk normally consolidated clay, rumusan $Z_f = 1,4 R$

$$R = \sqrt[4]{\frac{EI}{KB}}$$

Dimana:

R = Stiffness Factor (m)

E = Modulus Elastisitas

$$= 4700 \times \sqrt{f_c}$$

$$= 4700 \times \sqrt{50}$$

$$= 33234018 \text{ N/m}^2$$

I = Momen Inersia Tiang Pondasi

$$= 1/64 \times \pi \times 0,4^2$$

$$= 0,0177 \text{ m}^2$$

K = $k_1 \times 1,5$

$$= 2700 \text{ kN/m}^3$$

$$R = \sqrt[4]{\frac{33234018 \times 0,0177}{2700 \times 10^3 \times 0,4}} = 0,86 \text{ m}$$

Maka,

$$Z_f = 1,4 \times 0,86 \text{ m}$$

$$= 1,2 \text{ m}$$

$$M_{Ucrack} = 17 \text{ tm}$$

$$H_{Ucrack} = 17/1,2 = 14,17 \text{ ton}$$

$$M_{Ultimate} = 25,5 \text{ tm}$$

$$H_{Ultimate} = 25,5/1,2 = 21,25 \text{ ton}$$

4.4.2 Perencanaan Abutment

4.4.2.1 Pembebanan

- Akibat Beban Mati Struktur Atas

Perhitungan beban mati total struktur atas didapat dari akumulasi perhitungan sebelumnya akibat beban mati struktur atas dan beban mati tambahan.

I Girder	= 18,8075 kN/m x 50m x 4	= 3761,5 kN
Slab	= 8,88 kN/m x 50m	= 444 kN
Aspal	= 2,442 kN/m x 50 m	= 122,1 kN
Diafragma	= 9,6 kN x 4	= 38,4 kN
Total		= 4366 kN
Maka, Reaksi Total yang terjadi diperletakan		= 2183 kN

- Akibat Beban Lalu Lintas

Perhitungan beban lalu lintas (BGT dan BTR) didapat dari perhitungan sebelumnya. Perhitungan reaksi akibat beban lalu lintas dihitung dengan bantuan program SAP 2000, maka didapat hasil reaksi sebagai berikut:

Tabel 4.39 Reaksi Akibat Beban Lalu Lintas

Reaksi (kN)	
RA	586.24
RB	2011.4
RC	643.03

Dipakai reaksi terbesar antara kedua perletakan ujung (RA dan RC) untuk abutment, maka dipilih reaksi sebesar 643,03 kN.

- Akibat Gaya Rem

Berdasarkan RSNI-T-02-2005 pasal 6.7 gambar 9 dinyatakan bahwa untuk bentang 50 m, gaya rem yang terjadi sebesar 125 kN.

- Akibat Gesekan

Menurut SNI T-02-2005 pasal 8.1, beban gesekan pada tumpuan bergerak (beban horizontal longitudinal pada perletakan) seperti akibat pemuaian, penyusutan dan gaya gempa. Gaya akibat gesekan hanya dihitung dengan menggunakan beban tetap saja.

$$\begin{aligned} H_L &= 15\% \times \text{Beban akibat beban mati dan beban hidup} \\ &= 15\% \times 126,992 \text{ ton} \\ &= 19,05 \text{ ton} \end{aligned}$$

- Akibat Gaya Gempa

Pengaruh beban gempa rencana hanya ditinjau pada keadaan batas ultimate dan untuk beban rencana gempa minimum diperoleh dari rumus berikut:

$$T_{EQ} = K_h \times I \times W_T \quad \text{dan} \quad K_s = C \times S$$

Dimana:

T_{EQ} = Gaya geser dasar total arah yang ditinjau

K_h = Koefisien beban gempa horizontal

C = Koefisien geser dasar untuk daerah, waktu dan kondisi setempat (RSNI T-02-2005 Gambar 14)

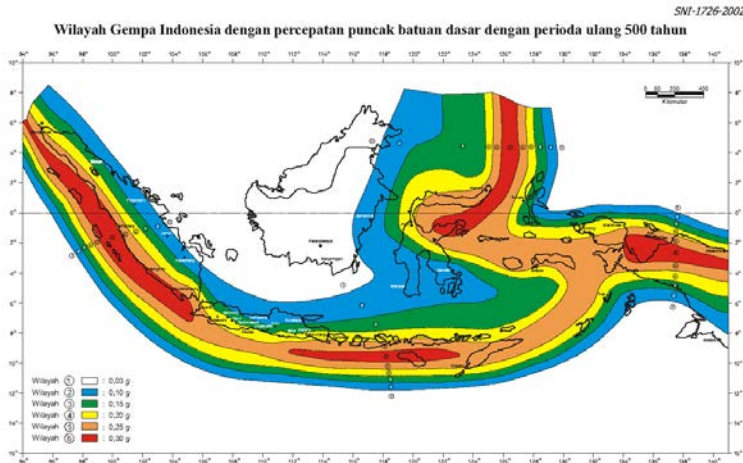
I = Faktor kepentingan (RSNI T-02-2005 tabel 32)

S = Faktor tipe bangunan (RSNI T-02-2005 tabel 39)

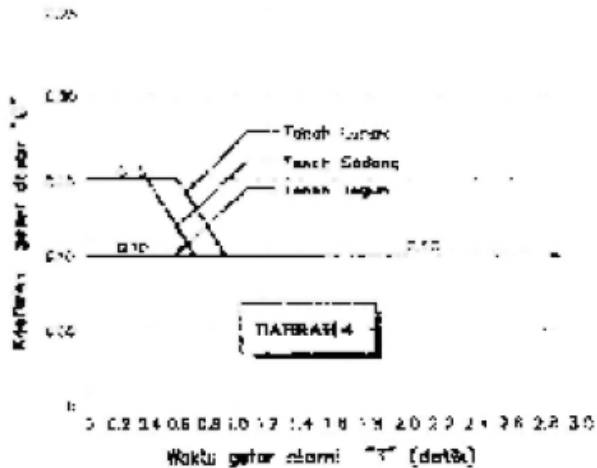
W_T = Berat total nominal bangunan yang memengaruhi perencanaan gempa diambil sebagai beban mati ditambah beban matitambahan (kN)

Koefisien Geser Dasar “C”

Menurut SNI T-02-2005 pasal 7.7.1., Koefisien geser dasar “C” diperoleh dari grafik dibawah ini sesuai dengan zona lokasi jembatan tersebut. Jembatan Soekarno Hatta Malang terletak pada Zona 4 wilayah gempa Malang.



Gambar 4.14 Peta Wilayah Gempa Indonesia
 (Sumber: Kementerian Pekerjaan Umum)



Gambar 4.15 Grafik Besaran C Zona Gempa 4
 (Sumber: SNI T-02-2005)

Waktu dasar getaran jembatan yang digunakan untuk menghitung geser dasar harus dihitung dari analisa yang meninjau

seluruh elemen bangunan yang memberikan kelakuan dan fleksibilitas dari sistem pondasi. Untuk bangunan yang mempunyai satu derajat kebebasan yang sederhana, rumus berikut bisa digunakan.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{WTP}{g \times Kp}}$$

Dimana:

T = Waktu getar dalam detik

g = Percepatan gravitasi (m/s^2)

W_{TP} = Berat total nominal bangunan atas termasuk beban mati tambahan ditambah setengah berat pilar (Kg)

Kp = Kekakuan gabungan sebagai gaya horizontal yang diperlukan untuk menimbulkan satu satuan lendutan pada bagian atas pilar (Kg/m)

Faktor Kepentingan (I)

Faktor kepentingan jembatan diatur dalam SNI T-02-2005 pasal 7.7.1. tabel 32. Faktor kepentingan yang lebih besar memberikan frekuensi lebih rendah dari kerusakan bangunan yang diharapkan selama umur jembatan.

Tabel 4.40 Faktor Kepentingan
(Sumber: SNI T-02-2005)

1. Jembatan memuat lebih dari 2000 kendaraan/hari, jembatan pada jalan raya utama atau arteri dan jembatan dimana tidak ada rute alternatif.	1,2
2. Seluruh jembatan permanen lainnya dimana rute alternatif tersedia, tidak termasuk jembatan yang direncanakan untuk pembebanan lalu lintas yang dikurangi.	1,0
3. Jembatan sementara (misal: <i>Bailey</i>) dan jembatan yang direncanakan untuk pembebanan lalu lintas yang dikurangi sesuai dengan pasal 6.5.	0,8

Faktor Tipe Bangunan (s)

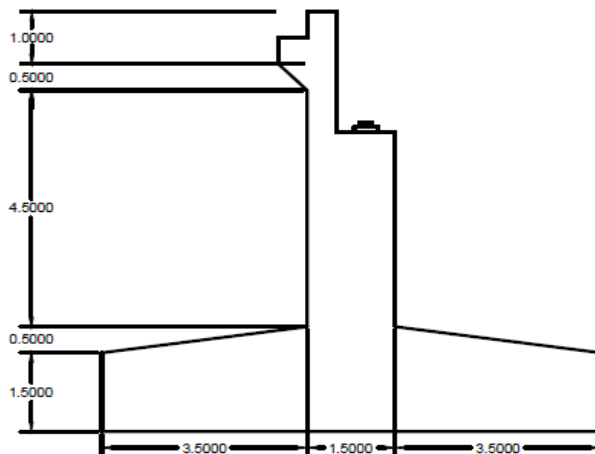
Faktor tipe bangunan diatur dalam SNI T-02-2005 pasal 7.7.1.tabel 33.Faktor tipe bangunan berkaitan dengan kapasitas penyerapan energi dari jembatan.

Tabel 4.41 Faktor Tipe Bangunan

(Sumber: SNI T-02-2005)

Tipe Jembatan (1)	Jembatan dengan Daerah Sendi Beton Bertulang atau Baja	Jembatan dengan Daerah Sendi Beton Prategang	
		Prategang Parsial (2)	Prategang Penuh (2)
Tipe A (3)	1,0 F	1,15 F	1,3 F
Tipe B (3)	1,0 F	1,15 F	1,3 F
Tipe C	3,0	3,0	3,0

Dimensi Abutment



Gambar 4.16 Perencanaan Dimensi Abutment

Tabel 4.42 Luas Total dan Garis Netral Abutment

Pias	b (m)	h (m)	Luas A (m ²)	y (dari atas)	A x y	x (dari kiri)	A . x
A1	0.5	0.5	0.25	0.25	0.06	3.75	0.94
A2	1	0.5	0.5	0.75	0.38	3.50	1.75
A3	0.5	0.5	0.125	1.167	0.15	3.33	0.42
A4	0.5	1.3	0.65	1.65	1.07	3.75	2.44
A5	1.5	3.7	5.55	4.15	23.03	4.25	23.59
A6	3.5	0.5	0.875	6.333	5.54	2.33	2.04
A7	1.5	0.5	0.75	6.25	4.69	4.25	3.19
A8	3.5	0.5	0.875	6.333	5.54	6.17	5.40
A9	8.5	1.5	12.75	7.25	92.44	4.25	54.19
Total			22.325		132.90		93.94

- Garis Netral Abutment:

$$Y_a = \Sigma A.y / A_{\text{total}} = 5,953 \text{ m}$$

$$Y_b = 8 - Y_a = 2,047 \text{ m}$$

$$X_{ki} = \Sigma A.x / A_{\text{total}} = 4,208 \text{ m}$$

$$X_{ka} = 6.5 - X_{ki} = 4,292 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 W_{TP} &= W_{\text{TOTAL}} + \frac{1}{2} W_{\text{ABUTMENT}} \\
 &= 218300 + \frac{1}{2} \cdot (22,325 \times 9 \times 2400) \\
 &= 459410 \text{ kg} \\
 &= 459,41 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 E &= 4700 \sqrt{f'c} \\
 &= 4700 \sqrt{50} \\
 &= 33234 \text{ Mpa} \\
 &= 3323400000 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

Tabel 4.43 Momen Inersia Abutment (Iy dan Ix)

Pias	b (m)	h (m)	Luas A (m ²)	y (dari atas)	A x y	x (dari kiri)	A . x	$I_y = 1/12 hb^3 + Ad^4$	$I_x = 1/12 bh^3 + Ad^4$
A1	0.5	0.5	0.25	0.25	0.06	3.75	0.94	8.135742	0.05763
A2	1	0.5	0.5	0.75	0.38	3.50	1.75	13.576325	0.26099
A3	0.5	0.5	0.125	1.167	0.15	3.33	0.42	3.031809	0.26401
A4	0.5	1.3	0.65	1.65	1.07	3.75	2.44	12.047801	0.22784
A5	1.5	3.7	5.55	4.15	23.03	4.25	23.59	19.078977	6.34146
A6	3.5	0.5	0.875	6.333	5.54	2.33	2.04	0.888846	3.25361
A7	1.5	0.5	0.75	6.25	4.69	4.25	3.19	0.206863	0.01695
A8	3.5	0.5	0.875	6.333	5.54	6.17	5.40	0.888846	3.53594
A9	8.5	1.5	12.75	7.25	92.44	4.25	54.19	98.219802	2.41321
Total			22.325		132.90		93.94	156.075010	16.37164

- Gaya geser total arah melintang (T_{EQY}):

$$I_y = 156,07 \text{ m}^4$$

$$K_p = \frac{3 \times E \times I_y}{L^3}$$

$$K_p = \frac{3 \times 3,3234 \times 10^9 \times 156,07}{7^3}$$

$$K_p = 4536586338 \text{ kg/m}$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W_{TP}}{g \times K_p}}$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{459410}{9,81 \times 4536586338}}$$

$$T = 0,02 \text{ detik}$$

Mengacu pada grafik RSNI T-02-2005 gambar 14, maka didapat nilai C sebesar 0,1, sehingga:

$$\begin{aligned} T_{EQ} &= C \times s \times I \times W_{TP} \\ &= 0,1 \times 3 \times 1 \times 459,41 \text{ ton} \\ &= 137,823 \text{ ton} \end{aligned}$$

- Gaya geser total arah memanjang (T_{EQX}):

$$I_x = 16,37 \text{ m}^4$$

$$K_p = \frac{3 \times E \times I_y}{L^3}$$

$$K_p = \frac{3 \times 3,3234 \times 10^9 \times 16,37}{7^3}$$

$$K_p = 475837242 \text{ kg/m}$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W_{TP}}{g \times K_p}}$$

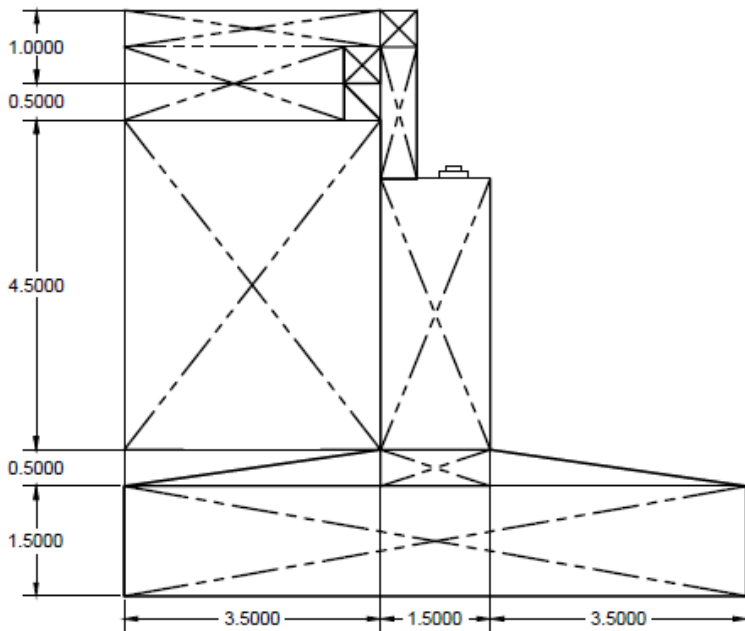
$$T = 2\pi \sqrt{\frac{459410}{9,81 \times 475837242}}$$

$$T = 0,06 \text{ detik}$$

Mengacu pada grafik RSNI T-02-2005 gambar 14, maka didapat nilai C sebesar 0,1, sehingga:

$$\begin{aligned} T_{EQ} &= C \times S \times I \times W_{TP} \\ &= 0,1 \times 3 \times 1 \times 459,41 \text{ ton} \\ &= 137,823 \text{ ton} \end{aligned}$$

- Beban Tekanan Tanah Aktif



Gambar 4.17 Tekanan Tanah Aktif

Q lalu lintas setara urugan 60 cm = 2 t/m², sehingga tekanan tanah aktif sama dengan luasan diagram tekanan tanah aktif.

$$\begin{aligned} Ea_1 &= q \times ka \times H_{\text{tanah}} \\ &= 2 \times 0,333 \times 8 \\ &= 5,328 \text{ t/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Ea_2 &= 0,5 \times ka \times \gamma_{\text{tanah}} \times H_{\text{tanah}}^2 \\ &= 0,5 \times 0,333 \times 1,8 \times 8^2 \\ &= 19,18 \text{ t/m} \end{aligned}$$

Tanah menekan selebar 9 m, sehingga besarnya beban tekanan tanah aktif:

$$\begin{aligned} Ta &= (Ea_1 + Ea_2) \times 9 \text{ m} \\ &= 220,572 \text{ ton} \end{aligned}$$

- Beban Tekanan Tanah Akibat Gempa

Direncanakan data – data tanah sebagai berikut ini:

Sudut geser lapisan tanah $(\phi = 30^\circ)$

Rencana sudut geser antara tanah dan tembok $(\delta = 20^\circ)$

Sudut keruntuhan tanah $(\beta = 0^\circ)$

Koefisien gempa $(\theta = \text{arc. tg. } Kh)$

Kemiringan permukaan urugan di belakang tembok (arah horizontal) $(\varphi = 30^\circ)$

Koefisien percepatan horizontal $(kh = 0,2)$

Koefisien percepatan vertikal $(kv = 0,1)$

Koefisien tekanan tanah aktif dinamik (Kag)

$$\theta = \tan^{-1} kh$$

$$= \tan^{-1} 0,2$$

$$= 11,31^\circ$$

$$K_{ag} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\mu \cdot \cos \theta \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\delta + \beta + \theta)}$$

Dimana:

$$\begin{aligned}\mu &= \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \theta - \alpha)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cdot \cos(\beta - \alpha)}} \right]^2 \\ &= \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(30 + 20) \cdot \sin(30 - 11,31 - 0)}{\cos(20 + 0 + 11,31) \cdot \cos(0 - 0)}} \right]^2 \\ &= 2,359\end{aligned}$$

Maka nilai Kag didapat:

$$\begin{aligned}K_{ag} &= \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\mu \cdot \cos \theta \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\delta + \beta + \theta)} \\ &= \frac{\cos^2(30 - 11,31 - 0)}{2,359 \cdot \cos 11,31 \cdot \cos^2 0 \cdot \cos(20 + 0 + 11,31)} \\ &= 0,454\end{aligned}$$

Besarnya nilai tekanan tanah akibat gempa yaitu:

$$\begin{aligned}T_{ag} &= 0,5 \times \gamma_{\text{tanah}} \times H_{\text{tanah}}^2 \times (1 - kv) \times K_{ag} \\ &= 0,5 \times 1,8 \times 8^2 \times (1 - 0,1) \times 0,454 \\ &= 23,535 \text{ t/m}\end{aligned}$$

Tanah menekan selebar 9 meter, maka:

$$\begin{aligned}T_{ag} &= 23,535 \text{ t/m} \times 9 \text{ m} \\ &= 211,815 \text{ ton}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}My &= T_{ag} \times \text{jarak titik tangkap gempa ke titik O} \\ &= 164,747 \text{ ton} \times 2,264 \text{ m} \\ &= 372,98 \text{ tm}\end{aligned}$$

4.4.2.2 Kombinasi Pembebanan

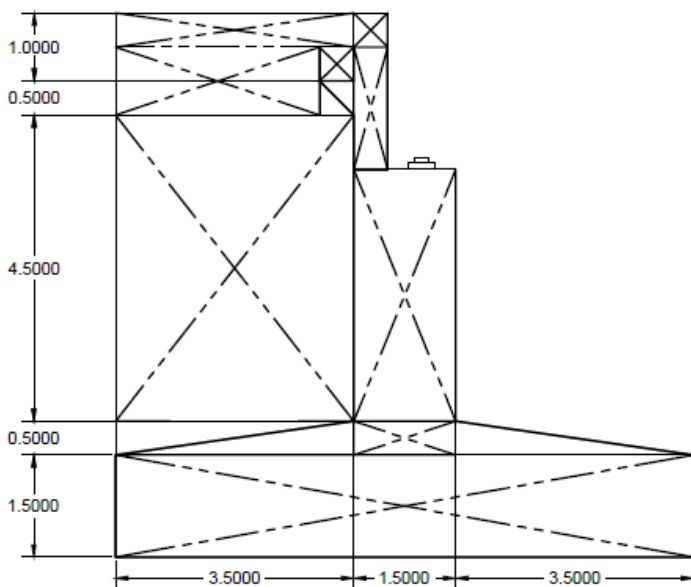
Berdasarkan SNI T-02-2005 pasal 10.3 menjelaskan bahwa kombinasi beban untuk perencanaan berdasarkan tegangan kerja. Beban aksi tetap harus digabungkan sesuai dengan pasal 9.3 pada SNI T-02-2005. Kombinasi beban harus terdiri dari:

Tabel 4.44 Kombinasi Pembebanan untuk Perencanaan Tegangan Kerja Jembatan

(Sumber: SNI T-02-2005)

Aksi	Kombinasi No.						
	1	2	3	4	5	6	7
Aksi tetap	X	X	X	X	X	X	X
Beban lalu lintas Pengaruh temperatur	X	X	X	X	-	-	X
Arus/hanyutan/hidro/daya apung	X	X	X	X	X	-	-
Beban angin	-	-	X	X	-	-	-
Pengaruh gempa	-	-	-	-	X	-	-
Beban tumbukan	-	-	-	-	-	-	X
Beban pelaksanaan	-	-	-	-	-	X	-
Tegangan berlebihan yang diperbolehkan r_{os}	nil	25%	25%	40%	50%	30%	50%

Untuk berat sendiri bangunan bawah ditambah tanah dibelakangnya, bisa dilihat pada perhitungan dibawah ini.



Gambar 4.18 Beban Sendiri Abutmen dan Tanah Di Belakang Abutment

Tabel 4.45 Berat Total Abutment dan Tanah Dibelakang Abutment

Pias	b (m)	h (m)	Luas A (m ²)	Lebar (m)	γ (t/m ³)	Berat (ton)	x (dari kiri)	A.x
A1	0.5	0.5	0.25	9	2.4	5.4	3.75	0.938
A2	1	0.5	0.5	9	2.4	10.8	3.50	1.750
A3	0.5	0.5	0.125	9	2.4	2.7	3.33	0.417
A4	0.5	1.3	0.65	9	2.4	14.04	3.75	2.438
A5	1.5	3.7	5.55	9	2.4	119.88	4.25	23.588
A6	3.5	0.5	0.875	9	2.4	18.9	2.33	2.042
A7	1.5	0.5	0.75	9	2.4	16.2	4.25	3.188
A8	3.5	0.5	0.875	9	2.4	18.9	6.17	5.396
A9	8.5	1.5	12.75	9	2.4	275.4	4.25	54.188
A10	3.5	0.5	1.75	9	1.8	28.35	1.75	3.063
A11	3	1	3	9	1.8	48.6	1.5	4.500
A12	0.5	0.5	0.125	9	1.8	2.025	3.17	0.396
A13	3.5	4.5	15.75	9	1.8	255.15	1.17	18.375
A14	3.5	0.5	0.875	9	1.8	14.175	1.17	1.021
TOTAL			43.825			830.52		121.296

Tabel 4.46 Rangkuman Pembebanan Struktur Bangunan Bawah pada Abutment

No	Aksi Beban	Notasi	V (ton)	Hx (ton)	Hy (ton)	Jarak Terhadap Titik O (m)	My (tonm)	Mx (tonm)
1	Beban Total Bangunan Atas	A	218.3			0.25	54.575	
2	Beban Mati Bangunan Bawah + Tanah	B	830.52			1.482	-1231.054	
3	Tekanan Tanah Aktif	C		220.572		2.956	652.011	
4	Gesekan	D		19.05		5.7	108.585	
5	Gaya Rem	E		125		8	1000	
6	Beban Angin Struktur	F		14.96		5.7		85.272
7	Beban Angin Kendaraan	G		4.115		5.7		23.456
8	Gempa	H		137.823	137.823	2.264	312.031272	312.031272
9	Tekanan Tanah Akibat Gempa	I		211.815		2.264	479.549	
10	Beban Lalu Lintas	J	64.03			0.25	16.008	
TOTAL			1112.850	733.335	137.8		1375.698	420.759

Setelah mendapatkan semua pembebanan, kemudian dilakukan perhitungan kombinasi pembebanan sesuai tabel dibawah ini:

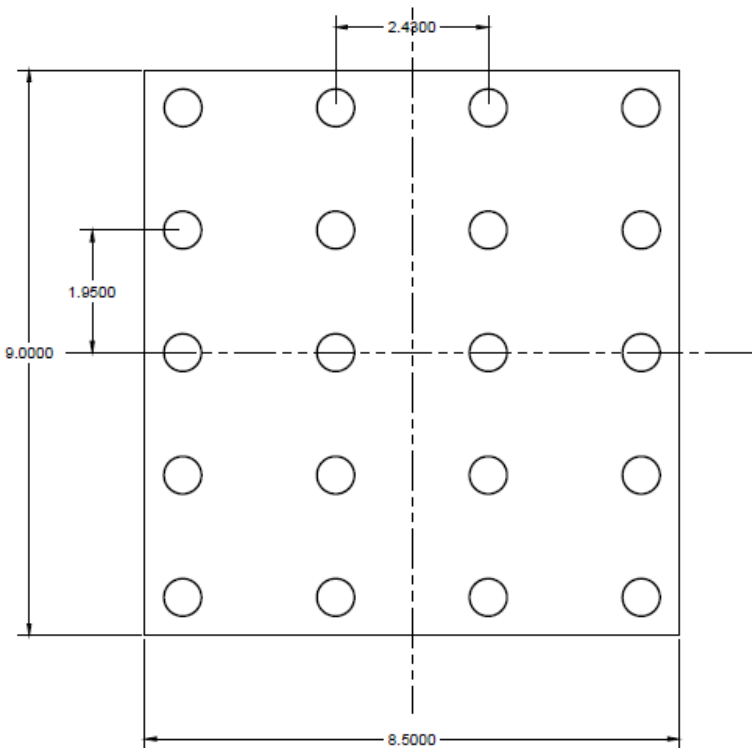
Tabel 4.47 Kombinasi Pembebanan Berdasarkan SNI T-02-2005

Kombinasi 1					
Jenis Beban	Gaya (ton)			Momen (tonm)	
	V	Hx	Hy	My	Mx
A	218.3			54.575	
B	830.52			-1231.05	
E		125		1000	
J	64.03			16.008	
Total	1112.85	125	0	176.4786	0
Kombinasi 2					
Jenis Beban	Gaya (ton)			Momen (tonm)	
	V	Hx	Hy	My	Mx
Kombinasi 1	1112.85	125	0	176.4786	0
D		19.05		108.585	
Total	1112.85	144.05	0	285.0636	0
Kombinasi 3					
Jenis Beban	Gaya (ton)			Momen (tonm)	
	V	Hx	Hy	My	Mx
Kombinasi 1	1112.85	125	0	176.4786	0
F		14.96		0.000	85.272
G		4.115			23.456
Total	1112.85	139.96	0	176.4786	85.272

Kombinasi 4					
Jenis Beban	Gaya (ton)			Momen (tonm)	
	V	Hx	Hy	My	Mx
Kombinasi 1	1112.85	125	0	176.4786	0
D		19.05		108.585	0
F		14.96			85.272
G		4.115			23.456
Total	1112.85	144.05	0	285.0636	0
Kombinasi 5					
Jenis Beban	Gaya (ton)			Momen (tonm)	
	V	Hx	Hy	My	Mx
A	218.3			54.575	
B	830.52			-1231.054	
H		137.823	137.823	312.0313	312.0313
I		211.815		479.549	
J	64.03				
Total	1112.85	349.638	137.823	384.8982	312.0313
Kombinasi 6					
Jenis Beban	Gaya (ton)			Momen (tonm)	
	V	Hx	Hy	My	Mx
A	218.3	0	0	54.575	0
B	830.52	0	0	-1231.05	0
J	64.03				
Total	1112.85	0	0	1176.479	0
Kombinasi 7					
Jenis Beban	Gaya (ton)			Momen (tonm)	
	V	Hx	Hy	My	Mx
A	218.3	0	0	54.575	0
B	830.52	0	0	-1231.05	0
E	0	125	0	1000	0
J	64.03				
Total	1112.85	125	0	176.4786	0

4.4.2.3 Perencanaan Tiang Pancang Kelompok Abutment

Perencanaan jumlah tiang pancang yang diperlukan tergantung pada kedalaman, diameter tiang pancang dan besarnya daya dukung pancang tersebut.



Gambar 4.19 Sketsa Rencana Denah Tiang Pancang Abutment

Apabila diatas tiang – tiang kelompok yang disatukan oleh sebuah kepala tiang (poer) dan bekerja beban – beban vertikal, horizontal dan momen, maka besarnya beban vertikal ekivalen (P_v) yang bekerja adalah:

$$P_v = \frac{\sum P}{n} \pm \frac{M_x \cdot Y_{max}}{\sum y^2} \pm \frac{M_y \cdot X_{max}}{\sum x^2}$$

Dimana:

P_v = Beban vertikal ekivalen tiang pancang

$\sum P$ = Total beban aksial yang bekerja pada tiang

M_x = Momen terhadap sumbu x

M_y = Momen terhadap sumbu y

X_{max} = Abis tiang pancang terjauh terhadap garis berat keliling tiang

Y_{max} = Ordinat tiang pancang terjauh terhadap garis berat kelompok tiang

$\sum x^2$ = Jumlah kuadrat absis tiang pancang terhadap garis berat kelompok tiang

$\sum y^2$ = Jumlah kuadrat ordinat tiang pancang terhadap garis berat kelompok tiang

n = Banyaknya tiang pancang

Dalam tugas akhir ini, digunakan spesifikasi tiang pancang tipe A1 dari PT.WIKA Beton dengan diameter 0,6 meter. Dari perhitungan tersebut, didapat Q izin satu tiang dalam kelompok. Berikut perhitungan konfigurasi tiang pancang kelompok:

n	=	20			
Ymaks	=	3.9 m	Σx^2	=	147.9873 m ²
Xmaks	=	3.65 m	Σy^2	=	152.1 m ²
P maks	=	$\frac{\Sigma P}{n}$	\pm	$\frac{\Sigma Mx \cdot Ymaks}{\Sigma y^2}$	\pm $\frac{\Sigma My \cdot Xmaks}{\Sigma x^2}$
Kombinasi 1					
P maks	=	$\frac{1112.85}{20}$	\pm	$\frac{0}{152.1}$	\pm $\frac{644.1469924}{147.98725}$
	=	55.6425	\pm	0	\pm 4.352719524
P maks	=	59.99522 ton			
P min	=	51.28978 ton			
Kombinasi 2					
P maks	=	$\frac{1112.85}{20}$	\pm	$\frac{0}{152.1}$	\pm $\frac{1040.482242}{147.98725}$
	=	55.6425	\pm	0	\pm 7.030891124
P maks	=	62.67339 ton			
P min	=	48.61161 ton			
Kombinasi 3					
P maks	=	$\frac{1112.85}{20}$	\pm	$\frac{332.5608}{152.1}$	\pm $\frac{644.1469924}{147.98725}$
	=	55.6425	\pm	2.186461538	\pm 4.352719524
P maks	=	62.18168 ton			
P min	=	49.10332 ton			
Kombinasi 4					
P maks	=	$\frac{1112.85}{20}$	\pm	$\frac{0}{152.1}$	\pm $\frac{1040.482242}{147.98725}$
	=	55.6425	\pm	0	\pm 7.030891124
P maks	=	62.67339 ton			
P min	=	48.61161 ton			
Kombinasi 5					
P maks	=	$\frac{1112.85}{20}$	\pm	$\frac{1216.921961}{152.1}$	\pm $\frac{1404.878416}{147.98725}$
	=	55.6425	\pm	8.000801846	\pm 9.493239557
P maks	=	73.13654 ton			
P min	=	38.14846 ton			
Kombinasi 6					
P maks	=	$\frac{1112.85}{20}$	\pm	$\frac{0}{152.1}$	\pm $\frac{4294.146992}{147.98725}$
	=	55.6425	\pm	0	\pm 29.01700648
P maks	=	84.65951 ton			
P min	=	26.62549 ton			
Kombinasi 7					
P maks	=	$\frac{1112.85}{20}$	\pm	$\frac{0}{152.1}$	\pm $\frac{644.1469924}{147.98725}$
	=	55.6425	\pm	0	\pm 4.352719524
P maks	=	59.99522 ton			
P min	=	51.28978 ton			

- Efisiensi Tiang Pancang

Dalam perencanaan tiang kelompok, koefisien efisiensi untuk tiang pancang menurut perumusan *Converse-Labarre*:

$$\eta = 1 - \left(\frac{\arctan(D/s)}{90^0} \right) \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right)$$

dimana:

S = Jarak antar tiang pancang

D = Diameter tiang pancang

m = Jumlah tiang pancang dalam satu baris

n = Jumlah baris tiang pancang

$$\eta = 1 - \left(\frac{\arctan(0,6/2,43)}{90^0} \right) \left(2 - \frac{1}{5} - \frac{1}{4} \right) = 0,7613$$

4.4.2.4 Kontrol Daya Dukung Tiang Pancang

- Kontrol Daya Dukung Tiang Pancang Terhadap Kelompok

Kontrol dilakukan terhadap Q izin 1 tiang kedalaman rencana tiang pancang yaitu pada kedalaman 12 meter.

Q ult 1 tiang pancang

= Q ult 1 tiang pancang x efisiensi

= 162,6 x 0,7613

= 123,78 ton > P maks Kombinasi 6 = 84,65 ton ..OK

- Kontrol Beban Aksial pada Tiang Kelompok

P kelompok

= 123,78 ton x 20 > V Kombinasi 1

= 2475,7 ton > 1112,85 ton .. OK

Jadi, dapat ditarik kesimpulan bahwa perencanaan tiang pancang diameter 60 cm dengan jumlah 20 tiang dapat digunakan.

4.4.2.5 Penulangan Dinding Abutment

- Penulangan Utama Abutment

$$M_y = 1176 \text{ tm} = 1,176 \times 10^{10} \text{ Nmm}$$

$$\text{Lebar Abutment (b)} = 9 \text{ m} = 9000 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi Abutment (t)} = 8 \text{ m} = 8000 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal Dinding Abutment} = 1,5 \text{ m} = 1500 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter Tulangan Utama (D}_{utm}) = 32 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter Tulangan Memanjang (D}_{bgl}) = 25 \text{ mm}$$

$$f_y \text{ Tulangan} = 390 \text{ Mpa}$$

$$f'_c = 50 \text{ Mpa}$$

$$\text{Selimut Beton (s)} = 50 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} d &= t - s - \left(\frac{1}{2} \times D_{utm}\right) - D_{bgl} \\ &= 1500 - 50 - \left(\frac{1}{2} \times 32\right) - 25 \\ &= 1409 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$R_n = \frac{M_{maks}}{\phi b d^2} = \frac{1,176 \times 10^{10}}{0,85 \times 9000 \times 1409^2} = 0,774$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c} = \frac{390}{0,85 \times 50} = 9,176$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{9,176} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 9,176 \times 0,774}{390}} \right)$$

$$\rho_{perlu} = 0,002$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = 0,00359$$

$$\rho_{min} > \rho_{perlu}, \text{ maka digunakan } \rho_{min} = 0,00359$$

Luas Tulangan

$$\begin{aligned} A_s \text{ perlu} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,00359 \times 9000 \times 1409 \\ &= 45524,79 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Kebutuhan tulangan per meter = $45524,79/9 = 5058,31 \text{ mm}^2$
 Maka, dipakai tulangan D32 - 160 mm ($A_s = 5629,73 \text{ mm}^2$)

- Penulangan Memanjang Abutment

$$M_x = 314,29 \text{ tm} = 3,143 \times 10^9 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_{\text{maks}}}{\phi b d^2} = \frac{3,143 \times 10^9}{0,85 \times 9000 \times 1409^2} = 0,207$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c} = \frac{390}{0,85 \times 50} = 9,176$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{9,176} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 9,176 \times 0,207}{390}} \right)$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,000532$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y} = 0,00359$$

$\rho_{\text{min}} > \rho_{\text{perlu}}$, maka digunakan $\rho_{\text{min}} = 0,00359$

Luas Tulangan

$$\begin{aligned} A_{s \text{ perlu}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,00359 \times 9000 \times 1409 \\ &= 45524,8 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Kebutuhan tulangan per meter = $45524,8 / 9 = 5058,31 \text{ mm}^2$

Maka, dipakai tulangan D25 - 100 mm ($A_s = 5890,5 \text{ mm}^2$)

4.4.2.6 Penulangan Pilecap Abutment

$$\text{Lebar Pilecap} = 8,5 \text{ m} = 8500 \text{ mm}$$

$$\text{Panjang Pilecap} = 9 \text{ m} = 9000 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal Pilecap} = 2 \text{ m} = 2000 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter Tulangan Utama} = 32 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter Tulangan Memanjang} = 32 \text{ mm}$$

$$f_y \text{ Tulangan} = 390 \text{ Mpa}$$

$$f_c \text{ Beton} = 50 \text{ Mpa}$$

$$\text{Selimut Beton} = 50 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} d &= t - s - (\frac{1}{2} \times D_{\text{utm}}) - D_{\text{bgl}} \\ &= 2000 - 50 - (\frac{1}{2} \times 32) - 25 \\ &= 1909 \text{ mm} \end{aligned}$$

• Tulangan Utama Pilecap Arah x

$$\begin{aligned} M_x &= (n \times P_{\text{tiang}} \times L \times S_F) + (n \times P_{\text{tiang}} \times L \times S_F) \\ &= (5 \times 84,66 \times 0,49 \times 1,5) + (5 \times 84,66 \times 2,97 \times 1,5) \\ &= 311,125 + 1885,8 \\ &= 2196,9 \text{ tm} \\ &= 2,197 \times 10^{10} \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$R_n = \frac{M_{\text{maks}}}{\phi b d^2} = \frac{2,197 \times 10^{10}}{0,85 \times 8500 \times 1909^2} = 0,834$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c} = \frac{390}{0,85 \times 50} = 9,176$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{9,176} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 9,176 \times 0,834}{390}} \right)$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,00216$$

$$\rho_{\text{min}} = 0,0018 \quad (\text{untuk } 240 \text{ Mpa} < f_y < 400 \text{ Mpa})$$

$$\rho_{\text{min}} > \rho_{\text{perlu}}, \text{ maka digunakan } \rho_{\text{perlu}} = 0,00216$$

Luas Tulangan

$$\begin{aligned} A_{s \text{ perlu}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,00216 \times 8500 \times 1909 \\ &= 35049,24 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Kebutuhan tulangan per meter} = 35049,24 / 8,5 = 4123,44 \text{ mm}^2$$

$$\text{Maka, dipakai tulangan D32 - 120 mm (} A_s = 4825,486 \text{ mm}^2 \text{)}$$

- Tulangan Tekan Pilecap Arah x

Luas Tulangan

$$\begin{aligned} A_{s \text{ perlu}} &= \rho_{\min} \times b \times d \\ &= 0,0018 \times 8500 \times 1909 \\ &= 29207,7 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Kebutuhan tulangan per meter} = 29207,7/8,5 = 3436,2 \text{ mm}^2$$

Maka, dipakai tulangan D32 – 120 mm ($A_s = 4021,24 \text{ mm}^2$)

- Tulangan Utama Pilecap Arah y

Luas Tulangan

$$\begin{aligned} A_{s \text{ perlu}} &= \rho_{\min} \times b \times d \\ &= 0,0018 \times 9000 \times 1909 \\ &= 30925,8 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Kebutuhan tulangan per meter} = 30925,8/9 = 3436,2 \text{ mm}^2$$

Maka, dipakai tulangan D32 – 120 mm ($A_s = 4021,24 \text{ mm}^2$)

- Tulangan Tekan Pilecap Arah y

Luas Tulangan

$$\begin{aligned} A_{s \text{ perlu}} &= \rho_{\min} \times b \times d \\ &= 0,0018 \times 9000 \times 1909 \\ &= 30925,8 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Kebutuhan tulangan per meter} = 30925,8/9 = 3436,2 \text{ mm}^2$$

Maka, dipakai tulangan D32 – 120 mm ($A_s = 4021,24 \text{ mm}^2$)

4.4.3 Perencanaan Pilar

4.4.3.1 Scouring Akibat Aliran Sungai

Scouring terjadi karena arus pusaran sebagai akibat dari gangguan terhadap aliran air dan akan terjadi pada dasar sungai di sekitar pilar.

Penempatan elevasi atas pondasi haruslah disesuaikan dengan rencana denah dan rencana penampang sungai serta memerhatikan kemungkinan terjadinya penurunan permukaan dasar sungai akibat scouring (penggerusan) oleh arus sungai.

Jadi kita dapat menentukan elevasi alas pondasi dari abutment maupun pilar jembatan harus di bawah dari perkiraan

kedalaman gerusan sungai. Perumusan scouring sendiri dihitung berdasarkan rumus di bawah ini:

$$\frac{St}{d} = 2 \left[\frac{a}{d} \right]^{0,65} (Fr)^{0,45}$$

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{g \cdot d}}$$

dimana:

St = Kedalaman gerusan/scouring (m)

d = Tinggi air

= 3 m

a = Lebar pilar

= 1,5 m

Fr = Angka Froude

v = Kecepatan arus sungai rata – rata (m/det)

= 0,2 m/det

g = Percepatan gravitasi

Koefisien koreksi = 1,25 (untuk kedalaman rata-rata 3 m)

v = 1,25 x 0,2 m/det

= 0,25 m/det

$$Fr = \frac{0,25}{\sqrt{9,81 \times 3}} = 0,046$$

$$St = 2 \times 3 \left[\frac{1,5}{3} \right]^{0,65} (0,046)^{0,45} = 0,956 \text{ m}$$

Jadi, gerusan (scouring) yang terjadi pada dasar sungai tersebut sampai kedalaman 0,956 meter, maka perencanaan dasar pondasi jembatan harus berada di bawah dasar sungai minimum 0,956 meter supaya struktur pondasi tidak rusak akibat scouring.

4.4.3.2 Pembebanan

Pembebanan pada pilar jembatan pada umumnya memiliki beban – beban yang sama dengan abutment. Hanya terdapat perbedaan pada beban aksial akibat reaksi beban lalu lintas.

- Akibat Beban Mati Struktur Atas

Perhitungan beban mati total struktur atas didapat dari akumulasi perhitungan sebelumnya akibat beban mati struktur atas dan beban mati tambahan.

Bentang 50 m:

I Girder	= 18,8075 kN/m x 50m x 4	= 3761,5 kN
Slab	= 8,88 kN/m x 50m	= 444 kN
Aspal	= 2,442 kN/m x 50 m	= 122,1 kN
Diafragma	= 9,6 kN x 4	<u>= 38,4 kN</u>
Total		= 4366 kN

Bentang 30 m:

I Girder	= 18,8075 kN/m x 30m x 4	= 2256,9 kN
Slab	= 8,88 kN/m x 50m	= 444 kN
Aspal	= 2,442 kN/m x 50 m	= 122,1 kN
Diafragma	= 9,6 kN x 4	<u>= 38,4 kN</u>
Total		= 2861,4 kN

Maka, Reaksi Total yang terjadi diperletakan

$$= (\frac{1}{2} \times 4366) + (\frac{1}{2} \times 2861,4)$$

$$= 3613,7 \text{ kN}$$

- Akibat Beban Lalu Lintas

Perhitungan beban lalu lintas (BGT dan BTR) didapat dari perhitungan sebelumnya. Perhitungan reaksi akibat beban lalu lintas dihitung dengan bantuan program SAP 2000, maka didapat hasil reaksi sebagai berikut:

Tabel 4.48 Reaksi Akibat Beban Lalu Lintas

Reaksi (kN)	
RA	586.24
RB	2011.4
RC	643.03

Dipakai reaksi pada perletakan yang berada di tengah bentang yaitu sebesar 2011,4 kN.

- Akibat Gaya Rem

Berdasarkan RSNI-T-02-2005 pasal 6.7 gambar 9 dinyatakan bahwa untuk bentang 50 m, gaya rem yang terjadi sebesar 125 kN.

- Akibat Gesekan

Menurut SNI T-02-2005 pasal 8.1, beban gesekan pada tumpuan bergerak (beban horizontal longitudinal pada perletakan) seperti akibat pemuaian, penyusutan dan gaya gempa. Gaya akibat gesekan hanya dihitung dengan menggunakan beban tetap saja.

$$\begin{aligned}
 H_L &= 15\% \times \text{Beban akibat beban mati dan beban hidup} \\
 &= 15\% \times 126,992 \text{ ton} \\
 &= 19,05 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

- Akibat Gaya Gempa

Pengaruh beban gampe rencana hanya ditinjau pada keadaan batas ultimate dan untuk beban rencana gempa minimum diperoleh dari rumus berikut:

$$T_{EQ} = Kh \times I \times W_T \quad \text{dan} \quad Ks = C \times S$$

Dimana:

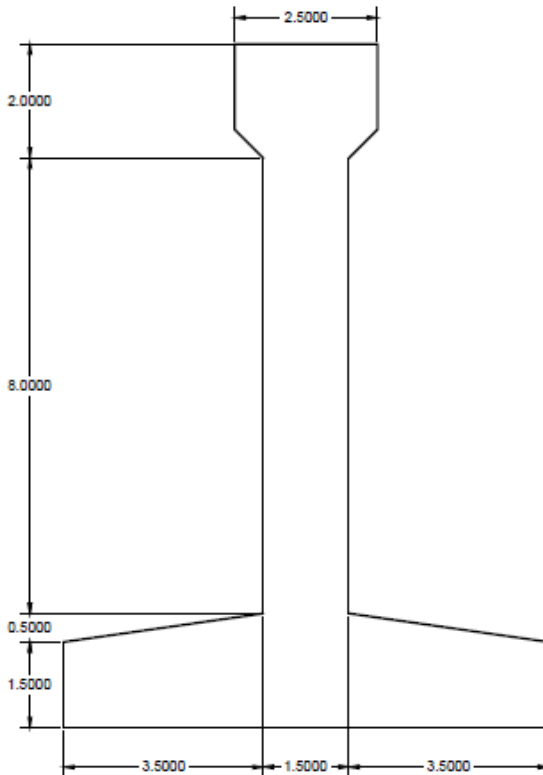
T_{EQ} = Gaya geser dasar total arah yang ditinjau

Kh = Koefisien beban gempa horizontal

C = Koefisien geser dasar untuk daerah, waktu dan kondisi setempat (RSNI T-02-2005 Gambar 14)

- I = Faktor kepentingan (RSNI T-02-2005 tabel 32)
 S = Faktor tipe bangunan (RSNI T-02-2005 tabel 39)
 W_T = Berat total nominal bangunan yang memengaruhi perencanaan gempa diambil sebagai beban mati ditambah beban mati tambahan (kN)

Dimensi Pilar



Gambar 4.20 Dimensi Pilar Jembatan

Tabel 4.49 Dimensi Total Pilar

Pias	b (m)	h (m)	Luas A (m ²)	y (dari atas)	A x y	x (dari kiri)	A x x	Iy = 1/12 hb ³ +Ad ³ /2	Ix = 1/12 bh ³ +Ad ³ /2
A1	2.5	1.5	3.75	0.75	2.81	4.25	15.94	150.64	0.70
A2	0.5	0.5	0.125	1.67	0.21	3.33	0.42	3.79	0.27
A3	1.5	9	13.5	4.50	60.75	4.25	57.38	90.10	91.13
A4	0.5	0.5	0.125	1.67	0.21	5.17	0.65	3.79	0.27
A5	3.5	0.5	0.875	10.33	9.04	2.33	2.04	10.21	4.39
A6	3.5	0.5	0.875	10.33	9.04	6.17	5.40	10.21	4.39
A7	8.5	1.5	12.75	11.25	143.44	4.25	54.19	302.01	2.39
Total			32		225.50		136.00	570.75	103.55

- Garis Netral Pilar:

$$Y_a = \Sigma A.y / A_{\text{total}} = 7,047 \text{ m}$$

$$Y_b = 8 - Y_a = 4,953 \text{ m}$$

$$X_{ki} = \Sigma A.x / A_{\text{total}} = 4,25 \text{ m}$$

$$X_{ka} = 6.5 - X_{ki} = 4,25 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 W_{TP} &= W_{\text{TOTAL}} + \frac{1}{2} W_{\text{ABUTMENT}} \\
 &= 361370 + \frac{1}{2} \cdot (32 \times 7 \times 2400) \\
 &= 630170 \text{ kg} \\
 &= 630,17 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 E &= 4700 \sqrt{f'_c} \\
 &= 4700 \sqrt{50} \\
 &= 33234 \text{ Mpa} \\
 &= 3323400000 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

- Gaya geser total arah melintang (T_{EQY}):

$$I_y = 570,75 \text{ m}^4$$

$$K_p = \frac{3 \times E \times I_y}{L^3}$$

$$K_p = \frac{3 \times 33234 \times 10^9 \times 570,75}{7^3}$$

$$K_p = 1,659 \times 10^{10} \text{ kg/m}$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W_{TP}}{g \times Kp}}$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{630170}{9,81 \times 1,659 \times 10^{10}}}$$

$$T = 0,012 \text{ detik}$$

Mengacu pada grafik RSNI T-02-2005 gambar 14, maka didapat nilai C sebesar 0,1, sehingga:

$$\begin{aligned} T_{EQ} &= C \times s \times I \times W_{TP} \\ &= 0,1 \times 3 \times 1 \times 630,17 \text{ ton} \\ &= 189,051 \text{ ton} \end{aligned}$$

- Gaya geser total arah memanjang (T_{EQX}):

$$I_x = 103,55 \text{ m}^4$$

$$Kp = \frac{3 \times E \times I_y}{L^3}$$

$$Kp = \frac{3 \times 3,3234 \times 10^9 \times 103,55}{7^3}$$

$$Kp = 3009953965 \text{ kg/m}$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W_{TP}}{g \times Kp}}$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{630170}{9,81 \times 3009953965}}$$

$$T = 0,029 \text{ detik}$$

Mengacu pada grafik RSNI T-02-2005 gambar 14, maka didapat nilai C sebesar 0,1, sehingga:

$$\begin{aligned} T_{EQ} &= C \times s \times I \times W_{TP} \\ &= 0,1 \times 3 \times 1 \times 630,17 \text{ ton} \\ &= 189,051 \text{ ton} \end{aligned}$$

Tabel 4.50 Berat Total Pilar

Pias	b (m)	h (m)	Luas A (m ²)	Lebar (m)	γ (t/m ³)	Berat (ton)
A1	2.5	1.5	3.75	7	2.4	63
A2	0.5	0.5	0.125	7	2.4	2.1
A3	1.5	9	13.5	7	2.4	226.8
A4	0.5	0.5	0.125	7	2.4	2.1
A5	3.5	0.5	0.875	7	2.4	14.7
A6	3.5	0.5	0.875	7	2.4	14.7
A7	8.5	1.5	12.75	7	2.4	214.2
Total			32			537.6

4.4.3.3 Kombinasi Pembebanan

Tabel 4.51 Rangkuman Pembebanan Struktur Bangunan Bawah untuk Pilar

No	Aksi Beban	Notasi	V (ton)	Hx (ton)	Hy (ton)	Jarak Terhadap	My (tonm)	Mx (tonm)
1	Beban Total Bangunan Atas	A	361.37			0	0.000	
2	Beban Mati Bangunan Bawah	B	537.6			0	0.000	
3	Tekanan Tanah Aktif	C		0		0	0.000	
4	Gesekan	D		19.05		5.7	108.585	
5	Gaya Rem	E		125		8	1000	
6	Beban Angin Struktur	F		14.96		5.7		85.272
7	Beban Angin Kendaraan	G		4.115		5.7		23.456
8	Gempa	H		189.051	189.051	2.264	428.011	428.011
9	Tekanan Tanah Akibat Gempa	I		0		0	0.000	
10	Beban Lalu Lintas	J	201.14			0.25	50.285	
TOTAL			1100.110	352.176	189.1		1536.596	536.739

Setelah mendapatkan semua pembebanan, kemudian dilakukan perhitungan kombinasi pembebanan sesuai tabel dibawah ini:

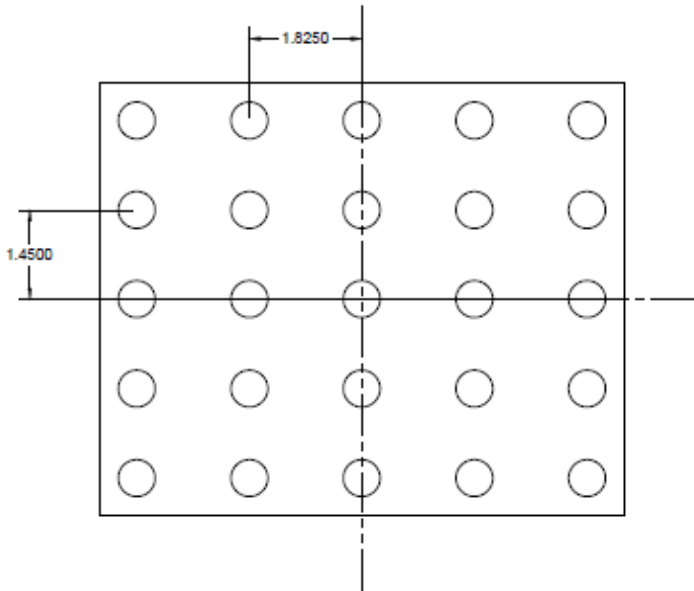
Tabel 4.52 Kombinasi Pembebanan Berdasarkan SNI T-02-2005

Kombinasi 1					
Jenis Beban	Gaya (ton)			Momen (tonm)	
	V	Hx	Hy	My	Mx
A	361.37			0	
B	537.6			0	
E		125		1000	
J	201.14			50.285	
Total	1100.11	125	0	1000	0
Kombinasi 2					
Jenis Beban	Gaya (ton)			Momen (tonm)	
	V	Hx	Hy	My	Mx
Kombinasi 1	1100.11	125	0	1000	0
D		19.05		108.585	
Total	1100.11	144.05	0	1108.585	0
Kombinasi 3					
Jenis Beban	Gaya (ton)			Momen (tonm)	
	V	Hx	Hy	My	Mx
Kombinasi 1	1100.11	125	0	1000	0
F		14.96		0.000	85.272
G		4.115			23.456
Total	1100.11	139.96	0	1000	85.272

Kombinasi 4					
Jenis Beban	Gaya (ton)			Momen (tonm)	
	V	Hx	Hy	My	Mx
Kombinasi 1	1100.11	125	0	1000	0
D		19.05		108.585	0
F		14.96			85.272
G		4.115			23.456
Total	1100.11	144.05	0	1108.585	0
Kombinasi 5					
Jenis Beban	Gaya (ton)			Momen (tonm)	
	V	Hx	Hy	My	Mx
A	361.37			0.000	
B	537.6			0.000	
H		189.051	189.051	428.0115	428.0115
I		0		0.000	
J	201.14				
Total	1100.11	189.051	189.051	428.0115	428.0115
Kombinasi 6					
Jenis Beban	Gaya (ton)			Momen (tonm)	
	V	Hx	Hy	My	Mx
A	361.37	0	0	0	0
B	537.6	0	0	0	0
J	201.14				
Total	1100.11	0	0	0	0
Kombinasi 7					
Jenis Beban	Gaya (ton)			Momen (tonm)	
	V	Hx	Hy	My	Mx
A	361.37	0	0	0	0
B	537.6	0	0	0	0
E	0	125	0	1000	0
J	201.14				
Total	1100.11	125	0	1000	0

4.4.3.4 Perencanaan Tiang Pancang Kelompok Pilar

Perencanaan jumlah tiang pancang yang diperlukan tergantung pada kedalaman, diameter tiang pancang dan besarnya daya dukung pancang tersebut.



Gambar 4.21 Sketsa Rencana Denah Tiang Pancang Pilar

Apabila diatas tiang – tiang kelompok yang disatukan oleh sebuah kepala tiang (poer) dan bekerja beban – beban vertikal, horizontal dan momen, maka besarnya beban vertikal ekivalen (P_v) yang bekerja adalah:

$$P_v = \frac{\sum P}{n} \pm \frac{M_x \cdot Y_{max}}{\sum y^2} \pm \frac{M_y \cdot X_{max}}{\sum x^2}$$

Dimana:

P_v = Beban vertikal ekivalen tiang pancang

$\sum P$ = Total beban aksial yang bekerja pada tiang

M_x = Momen terhadap sumbu x

M_y = Momen terhadap sumbu y

X_{max} = Absis tiang pancang terjauh terhadap garis berat keliling tiang

Y_{max} = Ordinat tiang pancang terjauh terhadap garis berat kelompok tiang

$\sum x^2$ = Jumlah kuadrat absis tiang pancang terhadap garis berat kelompok tiang

$\sum y^2$ = Jumlah kuadrat ordinat tiang pancang terhadap garis berat kelompok tiang

n = Banyaknya tiang pancang

Dalam tugas akhir ini, digunakan spesifikasi tiang pancang tipe A1 dari PT.WIKA Beton dengan diameter 0,6 meter. Dari perhitungan tersebut, didapat Q izin satu tiang dalam kelompok. Berikut perhitungan konfigurasi tiang pancang kelompok:

n	=	25			
Ymaks	=	2.9 m	Σx^2	=	147.9873 m ²
Xmaks	=	3.65 m	Σy^2	=	84.1 m ²
P maks	=	$\frac{\Sigma P}{n}$	$\pm \frac{\Sigma Mx \cdot Ymaks}{\Sigma y^2}$	\pm	$\frac{\Sigma My \cdot Xmaks}{\Sigma x^2}$
Kombinasi 1					
P maks	=	$\frac{1100.11}{25}$	$\pm \frac{0}{84.1}$	\pm	$\frac{3650}{147.98725}$
	=	44.0044	± 0	\pm	24.66428696
P maks	=	68.66869	ton		
P min	=	19.34011	ton		
Kombinasi 2					
P maks	=	$\frac{1100.11}{25}$	$\pm \frac{0}{84.1}$	\pm	$\frac{4046.33525}{147.98725}$
	=	44.0044	± 0	\pm	27.34245856
P maks	=	71.34686	ton		
P min	=	16.66194	ton		
Kombinasi 3					
P maks	=	$\frac{1100.11}{25}$	$\pm \frac{247.2888}{84.1}$	\pm	$\frac{3650}{147.98725}$
	=	44.0044	± 2.940413793	\pm	24.66428696
P maks	=	71.6091	ton		
P min	=	16.3997	ton		
Kombinasi 4					
P maks	=	$\frac{1100.11}{25}$	$\pm \frac{0}{84.1}$	\pm	$\frac{4046.33525}{147.98725}$
	=	44.0044	± 0	\pm	27.34245856
P maks	=	71.34686	ton		
P min	=	16.66194	ton		
Kombinasi 5					
P maks	=	$\frac{1100.11}{25}$	$\pm \frac{1241.233246}{84.1}$	\pm	$\frac{1562.241844}{147.98725}$
	=	44.0044	± 14.759016	\pm	10.55659757
P maks	=	69.32001	ton		
P min	=	18.68879	ton		
Kombinasi 6					
P maks	=	$\frac{1100.11}{25}$	$\pm \frac{0}{84.1}$	\pm	$\frac{0}{147.98725}$
	=	44.0044	± 0	\pm	0
P maks	=	44.0044	ton		
P min	=	44.0044	ton		
Kombinasi 7					
P maks	=	$\frac{1100.11}{25}$	$\pm \frac{0}{84.1}$	\pm	$\frac{3650}{147.98725}$
	=	44.0044	± 0	\pm	24.66428696
P maks	=	68.66869	ton		
P min	=	19.34011	ton		

- Efisiensi Tiang Pancang

Dalam perencanaan tiang kelompok, koefisien efisiensi untuk tiang pancang menurut perumusan *Converse-Labarre*:

$$\eta = 1 - \left(\frac{\arctan(D/s)}{90^0} \right) \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right)$$

dimana:

S = Jarak antar tiang pancang

D = Diameter tiang pancang

m = Jumlah tiang pancang dalam satu baris

n = Jumlah baris tiang pancang

$$\eta = 1 - \left(\frac{\arctan(0,6/1,825)}{90^0} \right) \left(2 - \frac{1}{5} - \frac{1}{5} \right) = 0,677$$

4.4.3.5 Kontrol Daya Dukung Tiang Pancang

- Kontrol Daya Dukung Tiang Pancang Terhadap Kelompok

Kontrol dilakukan terhadap Q izin 1 tiang kedalaman rencana tiang pancang yaitu pada kedalaman 12 meter.

Q ult 1 tiang pancang

= Q ult 1 tiang pancang x efisiensi

= 162,6 x 0,677

= 110,047 ton > P maks Kombinasi 3 = 71,6 ton ..OK

- Kontrol Beban Aksial pada Tiang Kelompok

P kelompok

= 110,047 ton x 25 > V Kombinasi 1

= 2751,2 ton > 1100,11 ton .. OK

Jadi, dapat ditarik kesimpulan bahwa perencanaan tiang pancang diameter 60 cm dengan jumlah 25 tiang dapat digunakan.

4.4.3.6 Penulangan Dinding Pilar

- Penulangan Utama Pilar

Lebar Abutment (b)	= 7 m	= 7000 mm
Tinggi Abutment (t)	= 12 m	= 12000 mm
Tebal Dinding Abutment	= 1,5 m	= 1500 mm
Diameter Tulangan Utama (D_{utm})		= 32 mm
Diameter Tulangan Memanjang (D_{bgl})		= 25 mm
f_y Tulangan		= 390 Mpa
f'_c		= 50 Mpa
Selimit Beton (s)		= 50 mm
d	$= t - s - (\frac{1}{2} \times D_{utm}) - D_{bgl}$ $= 1500 - 50 - (\frac{1}{2} \times 32) - 25$ $= 1409 \text{ mm}$	

$$R_n = \frac{M_{maks}}{\phi b d^2} = \frac{1,108 \times 10^{10}}{0,85 \times 7000 \times 1409^2} = 0,937$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c} = \frac{390}{0,85 \times 50} = 9,176$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{9,176} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 9,176 \times 0,937}{390}} \right)$$

$$\rho_{perlu} = 0,00243$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = 0,00359$$

$\rho_{min} > \rho_{perlu}$, maka digunakan $\rho_{min} = 0,00359$

Luas Tulangan

$$\begin{aligned} A_{s \text{ perlu}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,00359 \times 7000 \times 1409 \\ &= 35408,17 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Kebutuhan tulangan per meter = $35408,17 / 7 = 5058,31 \text{ mm}^2$

Maka, dipakai tulangan 7D32 - 160 mm ($A_s = 5629,73 \text{ mm}^2$)

- Penulangan Memanjang Pilar

$$M_x = 428,01 \text{ tm} = 4,28 \times 10^9 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_{\text{maks}}}{\phi b d^2} = \frac{4,28 \times 10^9}{0,85 \times 7000 \times 1409^2} = 0,362$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c} = \frac{390}{0,85 \times 50} = 9,176$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{9,176} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 9,176 \times 0,362}{390}} \right)$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,000933$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y} = 0,00359$$

$\rho_{\text{min}} > \rho_{\text{perlu}}$, maka digunakan $\rho_{\text{min}} = 0,00359$

Luas Tulangan

$$\begin{aligned} A_{s \text{ perlu}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,00359 \times 9000 \times 1409 \\ &= 45524,8 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Kebutuhan tulangan per meter} = 45524,8 / 9 = 5058,31 \text{ mm}^2$$

Maka, dipakai tulangan 12D25 - 100 mm ($A_s = 5890.5 \text{ mm}^2$)

4.4.3.7 Penulangan Pilecap Pilar

$$\text{Lebar Pilecap} = 7 \text{ m} = 7000 \text{ mm}$$

$$\text{Panjang Pilecap} = 8,5 \text{ m} = 8500 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal Pilecap} = 2 \text{ m} = 2000 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter Tulangan Utama} = 32 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter Tulangan Memanjang} = 32 \text{ mm}$$

$$f_y \text{ Tulangan} = 390 \text{ Mpa}$$

$$f_c \text{ Beton} = 50 \text{ Mpa}$$

$$\text{Selimut Beton} = 50 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 d &= t - s - (\frac{1}{2} \times D_{\text{utm}}) - D_{\text{bgl}} \\
 &= 2000 - 50 - (\frac{1}{2} \times 32) - 25 \\
 &= 1909 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

• Tulangan Utama Pilecap Arah x

$$\begin{aligned}
 M_x &= (n \times P_{\text{tiang}} \times L \times S_f) + (n \times P_{\text{tiang}} \times L \times S_f) \\
 &= (5 \times 71,6 \times 1,075 \times 1,5) + (5 \times 71,6 \times 2,9 \times 1,5) \\
 &= 577,275 + 1557,3 \\
 &= 2134,575 \text{ tm} \\
 &= 2,135 \times 10^{10} \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$R_n = \frac{M_{\text{maks}}}{\phi b d^2} = \frac{2,135 \times 10^{10}}{0,85 \times 8500 \times 1909^2} = 0,81$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c} = \frac{390}{0,85 \times 50} = 9,176$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{9,176} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 9,176 \times 0,81}{390}} \right)$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,00209$$

$$\rho_{\text{min}} = 0,0018 \quad (\text{untuk } 240 \text{ Mpa} < f_y < 400 \text{ Mpa})$$

$$\rho_{\text{min}} > \rho_{\text{perlu}}, \text{ maka digunakan } \rho_{\text{perlu}} = 0,00216$$

Luas Tulangan

$$\begin{aligned}
 A_{s \text{ perlu}} &= \rho \times b \times d \\
 &= 0,00209 \times 8500 \times 1909 \\
 &= 33913,385 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\text{Kebutuhan tulangan per meter} = 33913,385 / 8,5 = 3989,81 \text{ mm}^2$$

Maka, dipakai tulangan D32 – 120 mm ($A_s = 4021,24 \text{ mm}^2$)

- Tulangan Tekan Pilecap Arah x

Luas Tulangan

$$\begin{aligned} A_{s \text{ perlu}} &= \rho_{\min} \times b \times d \\ &= 0,0018 \times 8500 \times 1909 \\ &= 29207,7 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Kebutuhan tulangan per meter} = 29207,7 / 8,5 = 3436,2 \text{ mm}^2$$

Maka, dipakai tulangan D32 – 120 mm ($A_s = 4021,24 \text{ mm}^2$)

- Tulangan Utama Pilecap Arah y

Luas Tulangan

$$\begin{aligned} A_{s \text{ perlu}} &= \rho_{\min} \times b \times d \\ &= 0,0018 \times 7000 \times 1909 \\ &= 24053,4 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Kebutuhan tulangan per meter} = 24053,4 / 7 = 3436,2 \text{ mm}^2$$

Maka, dipakai tulangan D32 – 120 mm ($A_s = 4021,24 \text{ mm}^2$)

- Tulangan Tekan Pilecap Arah y

Luas Tulangan

$$\begin{aligned} A_{s \text{ perlu}} &= \rho_{\min} \times b \times d \\ &= 0,0018 \times 7000 \times 1909 \\ &= 24053,4 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Kebutuhan tulangan per meter} = 24053,4 / 7 = 3436,2 \text{ mm}^2$$

Maka, dipakai tulangan D32 – 120 mm ($A_s = 4021,24 \text{ mm}^2$)

4.4.4 Perencanaan Desain Elastomer

Pada perencanaan Jembatan Cimandiri ini direncanakan menggunakan elastomer, yaitu bahan yang terdiri dari kombinasi karet yang didalamnya terdapat plat baja.

Data-data perencanaan:

- Durometer Hardness IRHD 70
- Shear Modulus, $G = 1,2 \text{ Mpa}$ (BMS Tabel 8.1)
- Bulk Modulus, $B = 2000 \text{ Mpa}$ (BMS Tabel 8.1)
- Panjang Perletakan, $a = 500 \text{ mm}$
- Lebar Perletakan, $b = 500 \text{ mm}$

- Tebal Selimut, $t_c = 12 \text{ mm}$
 - Tebal Lapis Dalam, $t_l = 14 \text{ mm}$
 - Tebal Pelat Baja, $t_s = 5 \text{ mm}$ $n = 5 \text{ lapis}$
 - Tebal Total Elastomer, $t = 105 \text{ mm}$
 - Slide Cover Thickness, $t_{sc} = 15 \text{ mm}$
- (Berdasarkan BMS tabel K.8)

4.4.4.1 Kontrol Elastomer pada Abutment

a.) Faktor Bentuk

$$S = \frac{A_r}{P + t_e}$$

dimana:

A_r = Luas Permukaan Terikat

P = Keliling Permukaan Terikat

t_e = Tebal Efektif lapisan Elastomer

= t_l = 14 mm (tebal lapis dalam)

= $1,4t_c = 1,4 \times 12 = 16,8 \text{ mm}$ (lapis selimut)

Perletakan Laminasi, $4 < S < 12$

$$S = \frac{220900}{2(470 + 470)} = 8,39$$

$4 < 8,39 < 12 \text{ ..OK}$

b.) Persyaratan Perencanaan

- Regangan Geser Tekan

$$\delta a = \delta b = \frac{H \times t}{A_r \times G}$$

dimana:

$\delta a = \delta b$ = Simpangan geser maksimum tangensial pada permukaan tumpuan dalam arah dimensi a dan b akibat gerakan struktur dan gaya tangensial.

A_r = Seluruh luas daerah untuk lapis tak terikat

G = Modulus geser

t = Tebal total elastomer

H = P gempa

$$\delta a = \delta b = \frac{1378,3 \times 105}{220900 \times 1,2} = 0,54 \text{ mm}$$

Aeff = Luas daerah efektif perletakan

$$A_{eff} = A \left(1 - \left(2 \frac{\delta}{a} \right) \right)$$

$$A_{eff} = 220900 \left(1 - \left(2 \frac{0,54}{500} \right) \right)$$

$$A_{eff} = 220417,6 \text{ mm}^2$$

$$\epsilon_c = \frac{V_{maks}}{3 \times A_{eff} \times G(1 + 2s^2)}$$

$$\epsilon_c = \frac{11128,5}{3 \times 220417,6 \times 1,2(1 + 2 \times 8,39^2)}$$

$$\epsilon_c = 0,000099$$

$$\epsilon_{sc} = 6 \times S \times 0,000099$$

$$\epsilon_{sc} = 0,0049$$

- Regangan Geser Torsi

Gaya vertikal maksimum bekerja pada pusat luasan elastomer dan momen = 0, maka $\alpha a = \alpha b = 0$

$$\epsilon_{sr} = 0$$

- Regangan Geser Tangensial

$$\epsilon_{sh} = \frac{\delta}{t} = \frac{0,54}{105} = 0,005$$

Untuk membatasi distorsi tangensial dan agar ujung perletakan menggelinding seminimum mungkin atas

kecenderungan pelat baja yang melentur, syarat yang harus dipenuhi adalah pasal 8.3.6.3, dimana nilai regangan geser maksimum izin:

$$\begin{aligned} A_{eff} &\geq 0,9 A_r \\ 220417,6 &\geq 0,9 (220900) \\ 220417,6 &\geq 198810 \text{ .. OK} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_{sh} &\leq 0,7 \\ 0,005 &\leq 0,7 \text{ .. OK} \end{aligned}$$

Syarat untuk menjamin bahwa regangan geser total berkembang tidak berlebihan berdasarkan BMS pasal 8.3.6.1 adalah:

$$\begin{aligned} \epsilon_{sh} + \epsilon_{sr} + \epsilon_{sc} &\leq 2,4 / \sqrt{G} \\ 0,005 + 0 + 0,0049 &\leq 2,4 / \sqrt{1,2} \\ 0,0099 &\leq 2,19 \text{ .. OK} \end{aligned}$$

c.) Persyaratan Tegangan Tekan Rata – Rata

$$\begin{aligned} \frac{V_{maks}}{A_r} &\leq 15 \text{ Mpa} \\ \frac{11128,5}{220900} &\leq 15 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$0,05 \leq 15 \text{ Mpa} \text{ .. OK}$$

d.) Persyaratan Stabilitas Perletakan

$$\begin{aligned} \frac{V_{maks}}{A_{eff}} &\leq \frac{2 \times b \times G \times s}{3t} \\ \frac{11128,5}{220417,6} &\leq \frac{2 \times 500 \times 1,2 \times 8,39}{3 \times 105} \\ 0,05 &\leq 31,96 \text{ .. OK} \end{aligned}$$

e.) Persyaratan Tebal Minimum Pelat Baja

Tebal Pelat Baja (t_s) = 5 mm dengan BJ 44 ; $f_y = 2800$ Mpa

$t_s \leq t_e$, dimana $t_e = 3$

$5 \geq 3$, jadi yang menentukan adalah nilai $t_e = 3$

$$t_e \geq \frac{3 \times V_{maks} \times t_l}{A_r \times f_y}$$

$$t_e \geq \frac{3 \times 11128,5 \times 14}{220900 \times 2800}$$

$$3 \geq 0,00075 \text{ .. OK}$$

f.) Persyaratan Penahan Perletakan

$$H < 0,1 (V_{maks} + 3A_{eff} \times 0,001)$$

$$3493,7 < 0,1 (11128,5 + 3 \times 220417,6 \times 0,001)$$

$$3493,7 < 66126392 \text{ .. OK}$$

Jadi elastomer berukuran $500 \times 500 \text{ mm}^2$ dapat digunakan pada abutment jembatan Cimandiri.

4.4.4.2 Kontrol Elastomer pada Pilar

a.) Faktor Bentuk

$$S = \frac{A_r}{P + t_e}$$

dimana:

A_r = Luas Permukaan Terikat

P = Keliling Permukaan Terikat

t_e = Tebal Efektif lapisan Elastomer

= t_l = 14 mm (tebal lapis dalam)

= $1,4t_c = 1,4 \times 12 = 16,8$ mm (lapis selimut)

Perletakan Laminasi, $4 < S < 12$

$$S = \frac{220900}{2(470 + 470)} = 8,39$$

$$4 < 8,39 < 12 \text{ ..OK}$$

b.) Persyaratan Perencanaan

- Regangan Geser Tekan

$$\delta a = \delta b = \frac{H \times t}{A_r \times G}$$

dimana:

$\delta a = \delta b$ = Simpangan geser maksimum tangensial pada permukaan tumpuan dalam arah dimensi a dan b akibat gerakan struktur dan gaya tangensial.

A_r = Seluruh luas daerah untuk lapis tak terikat

G = Modulus geser

t = Tebal total elastomer

H = P gempa

$$\delta a = \delta b = \frac{1378,3 \times 105}{220900 \times 1,2} = 0,54 \text{ mm}$$

A_{eff} = Luas daerah efektif perletakan

$$A_{eff} = A \left(1 - \left(2 \frac{\delta}{a} \right) \right)$$

$$A_{eff} = 220900 \left(1 - \left(2 \frac{0,54}{500} \right) \right)$$

$$A_{eff} = 220417,6 \text{ mm}^2$$

$$\epsilon_c = \frac{V_{maks}}{3 \times A_{eff} \times G(1 + 2s^2)}$$

$$\epsilon_c = \frac{11001,1}{3 \times 220417,6 \times 1,2(1 + 2 \times 8,39^2)}$$

$$\epsilon_c = 0,000097$$

$$\epsilon_{sc} = 6 \times S \times 0,000097$$

$$\epsilon_{sc} = 0,0049$$

- Regangan Geser Torsi

Gaya vertikal maksimum bekerja pada pusat luasan elastomer dan momen = 0, maka $\alpha_a = \alpha_b = 0$

$$\epsilon_{sr} = 0$$

- Regangan Geser Tangensial

$$\epsilon_{sh} = \frac{\delta}{t} = \frac{0,54}{105} = 0,005$$

Untuk membatasi distorsi tangensial dan agar ujung perletakan menggelinding seminimum mungkin atas kecenderungan pelat baja yang melentur, syarat yang harus dipenuhi adalah pasal 8.3.6.3, dimana nilai regangan geser maksimum izin:

$$\begin{aligned} A_{eff} &\geq 0,9 A_r \\ 220417,6 &\geq 0,9 (220900) \\ 220417,6 &\geq 198810 \text{ .. OK} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_{sh} &\leq 0,7 \\ 0,005 &\leq 0,7 \text{ .. OK} \end{aligned}$$

Syarat untuk menjamin bahwa regangan geser total berkembang tidak berlebihan berdasarkan BMS pasal 8.3.6.1 adalah:

$$\begin{aligned} \epsilon_{sh} + \epsilon_{sr} + \epsilon_{sc} &\leq 2,4 / \sqrt{G} \\ 0,005 + 0 + 0,0049 &\leq 2,4 / \sqrt{1,2} \\ 0,0099 &\leq 2,19 \text{ .. OK} \end{aligned}$$

c.) Persyaratan Tegangan Tekan Rata – Rata

$$\frac{V_{maks}}{A_r} \leq 15 \text{ Mpa}$$

$$\frac{11128,5}{220900} \leq 15 \text{ Mpa}$$

$$0,05 \leq 15 \text{ Mpa} \dots \text{OK}$$

d.) Persyaratan Stabilitas Perletakan

$$\frac{V_{maks}}{A_{eff}} \leq \frac{2 \times b \times G \times s}{3t}$$

$$\frac{11001,1}{220417,6} \leq \frac{2 \times 500 \times 1,2 \times 8,39}{3 \times 105}$$

$$0,05 \leq 31,96 \dots \text{OK}$$

e.) Persyaratan Tebal Minimum Pelat Baja

Tebal Pelat Baja (t_s) = 5 mm dengan BJ 44 ; $f_y = 2800 \text{ Mpa}$

$t_s \leq t_e$, dimana $t_e = 3$

$5 \geq 3$, jadi yang menentukan adalah nilai $t_e = 3$

$$t_e \geq \frac{3 \times V_{maks} \times t_l}{A_r \times f_y}$$

$$t_e \geq \frac{3 \times 11128,5 \times 14}{220900 \times 2800}$$

$$3 \geq 0,00075 \dots \text{OK}$$

f.) Persyaratan Penahan Perletakan

$$H < 0,1 (V_{maks} + 3A_{eff} \times 0,001)$$

$$1890,5 < 0,1 (11001,1 + 3 \times 220417,6 \times 10^3)$$

$$1890,5 < 66126380 \dots \text{OK}$$

Jadi elastomer berukuran $500 \times 500 \text{ mm}^2$ dapat digunakan pada pilar jembatan Cimandiri.

BAB VI

KESIMPULAN

6.1 Kesimpulan

Dari hasil perhitungan dan perencanaan jembatan Cimandiri Sukabumi dengan menggunakan sistem balok pratekan tipi I menerus statis tak tentu, diperoleh hasil sebagai berikut:

1. Gelagar utama direncanakan sebanyak 4 buah dengan jarak as ke as 1,85 m dan pelat lantai kendaraan direncanakan setebal 0,2 m.
2. Perencanaan tendon *simple beam* pada bentang 50 m:
 - Menggunakan 2 tendon dengan tipe angker 5-22 dengan pengisian strand masing-masing sebanyak 22 buah dan 21 buah strand.
 - Direncanakan F_o sebesar 7000 kN
3. Perencanaan tendon *simple beam* pada bentang 30 m:
 - Menggunakan 1 tendon dengan tipe angker 5-22 dengan pengisian strand masing-masing sebanyak 20 buah strand.
 - Direncanakan F_o sebesar 3300 kN
4. Perencanaan tendon *continuous beam* sepanjang bentang:
 - Menggunakan 3 tendon dengan tipe angker 5-19 dengan pengisian strand masing-masing sebanyak 19 buah, 18 buah dan 18 buah strand.
 - Direncanakan F_o sebesar 9000 kN
5. Lendutan total yang terjadi sebesar 1,33 cm kearah bawah
6. Abutment direncanakan setinggi 8 m dan ditumpu pada pondasi tiang pancang berjumlah 20 buah yang masing-masingnya berdiameter 60 cm yang ditancapkan hingga mencapai kedalaman 12 m.
7. Pilar direncanakan setinggi 12 m dan ditumpu pada pondasi tiang pancang berjumlah 25 buah yang masing-masingnya berdiameter 60 cm yang ditancapkan hingga mencapai kedalaman 12 m.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR PUSTAKA

Badan Standardisasi Nasional. 2005. “*Standar Pembebanan untuk Jembatan*”. RSNI T-02-2005.

Badan Standardisasi Nasional. 2013. “*Perancangan Jembatan terhadap Beban Gempa*”. SNI 2833-2013.

Badan Standardisasi Nasional. 2004. “*Perencanaan Struktur Beton untuk Jembatan*”. RSNI T-12-2004.

Lin, T. Y. dan Ned Hamilton Burns. 1982. “*Design of Prestressed Concrete Structures*”. McGraw Hill Book Company.

Nawy, Edward G. 2001. “*Beton Prategang Edisi Ketiga Jilid 1*”. Jakarta: Erlangga.

Nawy, Edward G. 2001. “*Beton Prategang Edisi Ketiga Jilid 2*”. Jakarta: Erlangga

Raju, Khrisna. 1986. “*Beton Pratekan*”. Jakarta: Erlangga.

Wahyudi, Herman. 1999. “*Daya Dukung Pondasi Dalam*”. Surabaya: Jurusan Teknik Sipil ITS.

BIOGRAFI PENULIS



Penulis bernama Mohammad Rianto Rahadian, dilahirkan di Jakarta pada tanggal 28 Desember 1993. Penulis merupakan anak keduadari dua bersaudara pasangan Ir. Mohammad Rizal Sutjipto, MM dan Ir. Annie Sriwulan Purnamaningsih.

Penulis telah menempuh pendidikan formal di TK Regency Jakarta dan lulus pada tahun 1999,

SDN 04 Cipinang Melayu, Jakarta untuk kelas 1 sampai kelas 3, dilanjutkan di SD Muhammadiyah 1, Samarinda sampai kelas 5, kemudian dilanjutkan di SDN 03 Cipinang Melayu, Jakarta untuk kelas 6 dan lulus pada tahun 2005, SMP Negeri 109 Jakarta dan lulus pada tahun 2008, serta SMA BPK 7 Penabur Jakarta dan lulus pada tahun 2011. Kemudian penulis melanjutkan pendidikan sarjana jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS Surabaya terdaftar dengan NRP 3111 100 119.

Dijurusan Teknik Sipil FTSP-ITS Surabaya, penulis adalah mahasiswa Program Sarjana (S1) dengan bidang keahlian struktur.

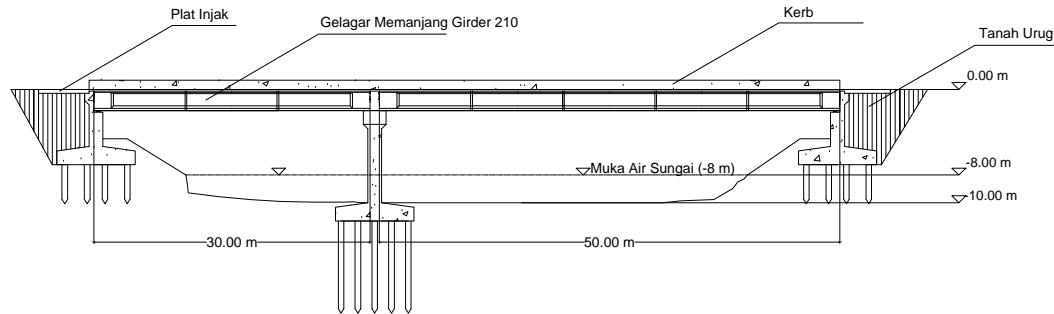
Mohammad Rianto Rahadian (Mr.)

Civil Engineering Student

Sepuluh Nopember Institute of Technology Surabaya

rian.sutjipto@hotmail.com.com

(+62) 81282989110



TAMPAK SAMPING



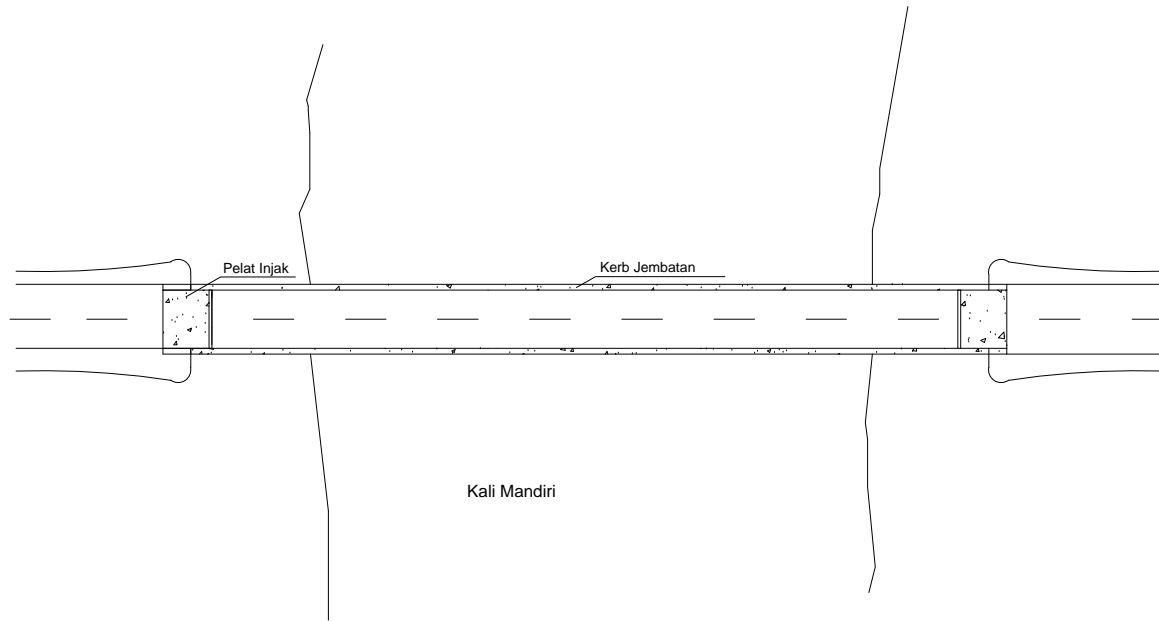
PROGRAM SARJANA
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

NAMA GAMBAR :

TAMPAK SAMPING JEMBATAN

KETERANGAN :

NAMA MAHASISWA		NRP	
Mohammad Rianto Rahadian		3111 100 119	
DOSEN PEMBIMBING		NIP	
Prof. Tavo,ST.,MT.,PH.D Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka,DEA		197003271997021001 195004031976031003	
	KODE GBR	No. GBR	JMLH GBR
		1	13



TAMPAK ATAS JEMBATAN



PROGRAM SARJANA
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

NAMA GAMBAR :

TAMPAK ATAS JEMBATAN

KETERANGAN :

NAMA MAHASISWA		NRP	
Mohammad Rianto Rahadian		3111 100 119	
DOSEN PEMBIMBING		NIP	
Prof. Tavo,ST.,MT.,PH.D Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka,DEA		197003271997021001 195004031976031003	
	KODE GBR	No. GBR	JMLH GBR
		2	13

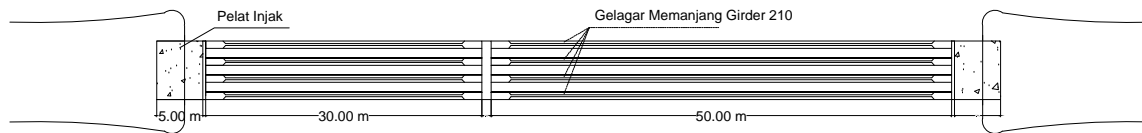


PROGRAM SARJANA
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

NAMA GAMBAR :

DENAH PEMBALOKAN JEMBATAN

KETERANGAN :



DENAH PEMBALOKAN

NAMA MAHASISWA

NRP

Mohammad Rianto Rahadian

3111 100 119

DOSEN PEMBIMBING

NIP

Prof. Tavo,ST.,MT.,PH.D
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka,DEA

197003271997021001
195004031976031003

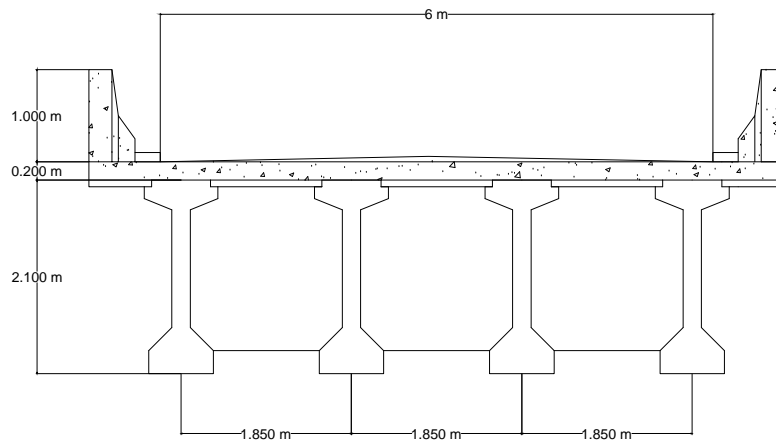
KODE GBR

No. GBR

JMLH GBR

3

13



POTONGAN MELINTANG JEMBATAN



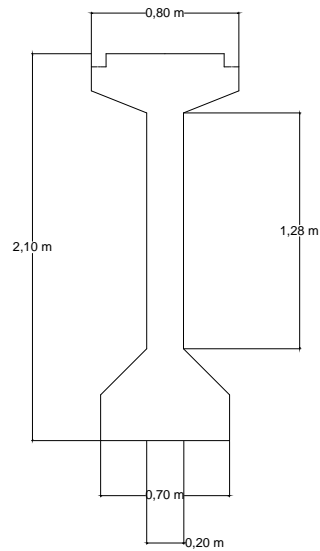
PROGRAM SARJANA
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

NAMA GAMBAR :

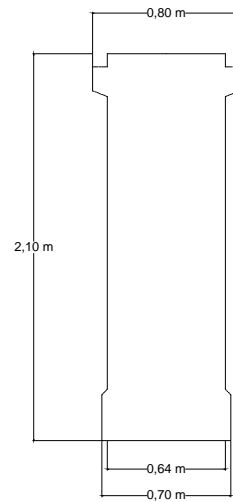
POTONGAN MELINTANG JEMBATAN

KETERANGAN :

NAMA MAHASISWA		NRP	
Mohammad Rianto Rahadian		3111 100 119	
DOSEN PEMBIMBING		NIP	
Prof. Tavo, ST., MT., PH.D Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA		197003271997021001 195004031976031003	
	KODE GBR	No. GBR	JMLH GBR
		4	13



DETAIL DIMENSI MID-GIRDER



DETAIL DIMENSI END-GIRDER



PROGRAM SARJANA
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

NAMA GAMBAR :

DENAH PONDASI PILAR JEMBATAN

KETERANGAN :

NAMA MAHASISWA		NRP	
Mohammad Rianto Rahadian		3111 100 119	
DOSEN PEMBIMBING		NIP	
Prof. Tavo,ST.,MT.,PH.D Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka,DEA		197003271997021001 195004031976031003	
	KODE GBR	No. GBR	JMLH GBR
		5	13



PROGRAM SARJANA
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

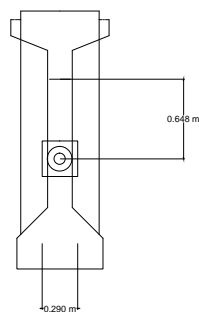
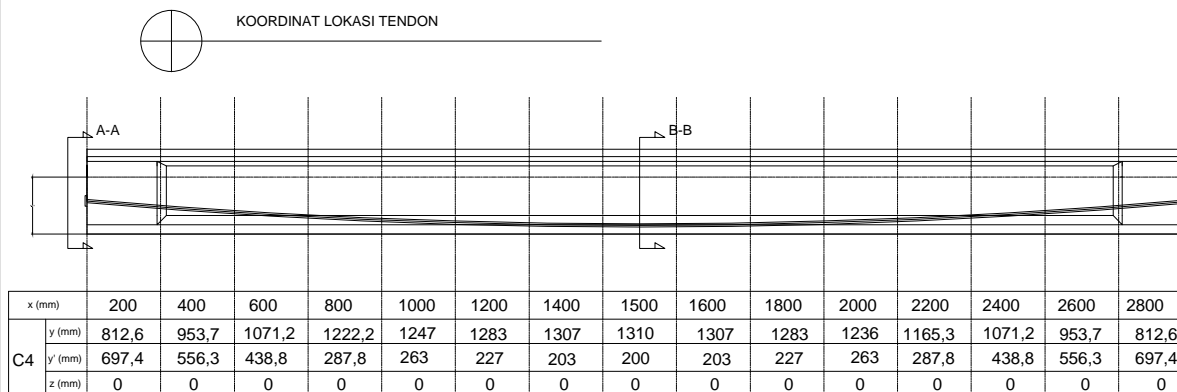
NAMA GAMBAR :

LOKASI TENDON TAHAP I (BENTANG 30 M)

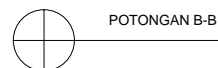
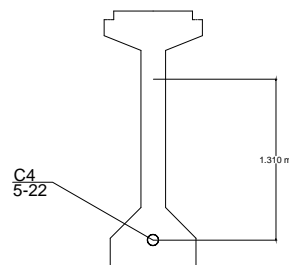
KETERANGAN :

SPEKIFIKASI TENDON:
NOTASI C4 (TAHAP PEMASANGAN SIMPLE BEAM)
TENDON UNIT 5-22
JUMLAH STRAND 20
DIAMETER DUCT 90 MM2

Y = Jarak antara tendon ke c.g.c
Y' = Jarak antara tendon ke tepi bawah beton
(Tinggi Penyangga)



POTONGAN A-A



POTONGAN B-B

NAMA MAHASISWA

NRP

Mohammad Rianto Rahadian

3111 100 119

DOSEN PEMBIMBING

NIP

Prof. Tavo, ST., MT., PH.D
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA

197003271997021001
195004031976031003

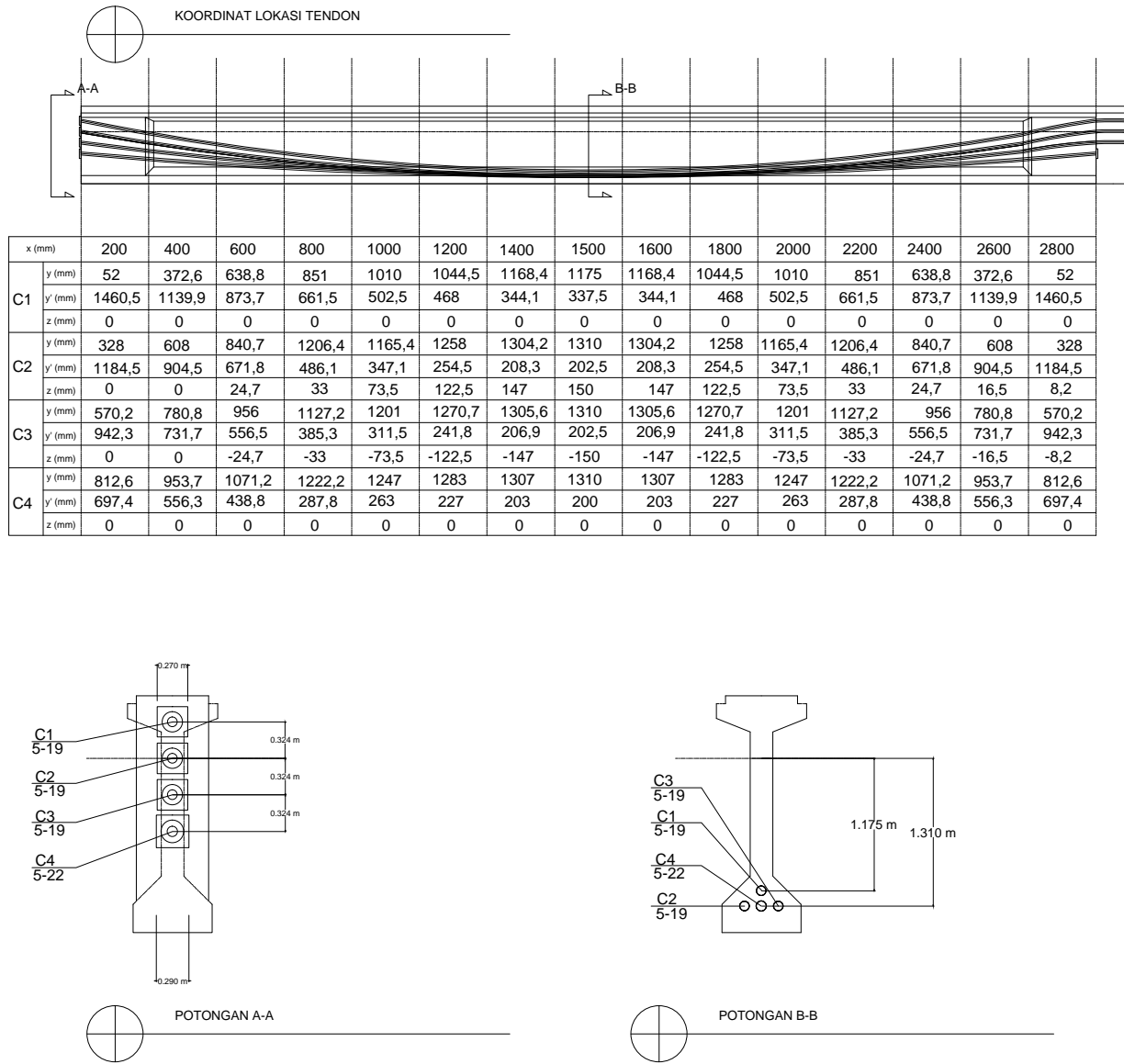
KODE GBR

No. GBR

JMLH GBR

6

13



PROGRAM SARJANA
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

NAMA GAMBAR :

LOKASI TENDON TAHAP II (BENTANG 30 M)

KETERANGAN :

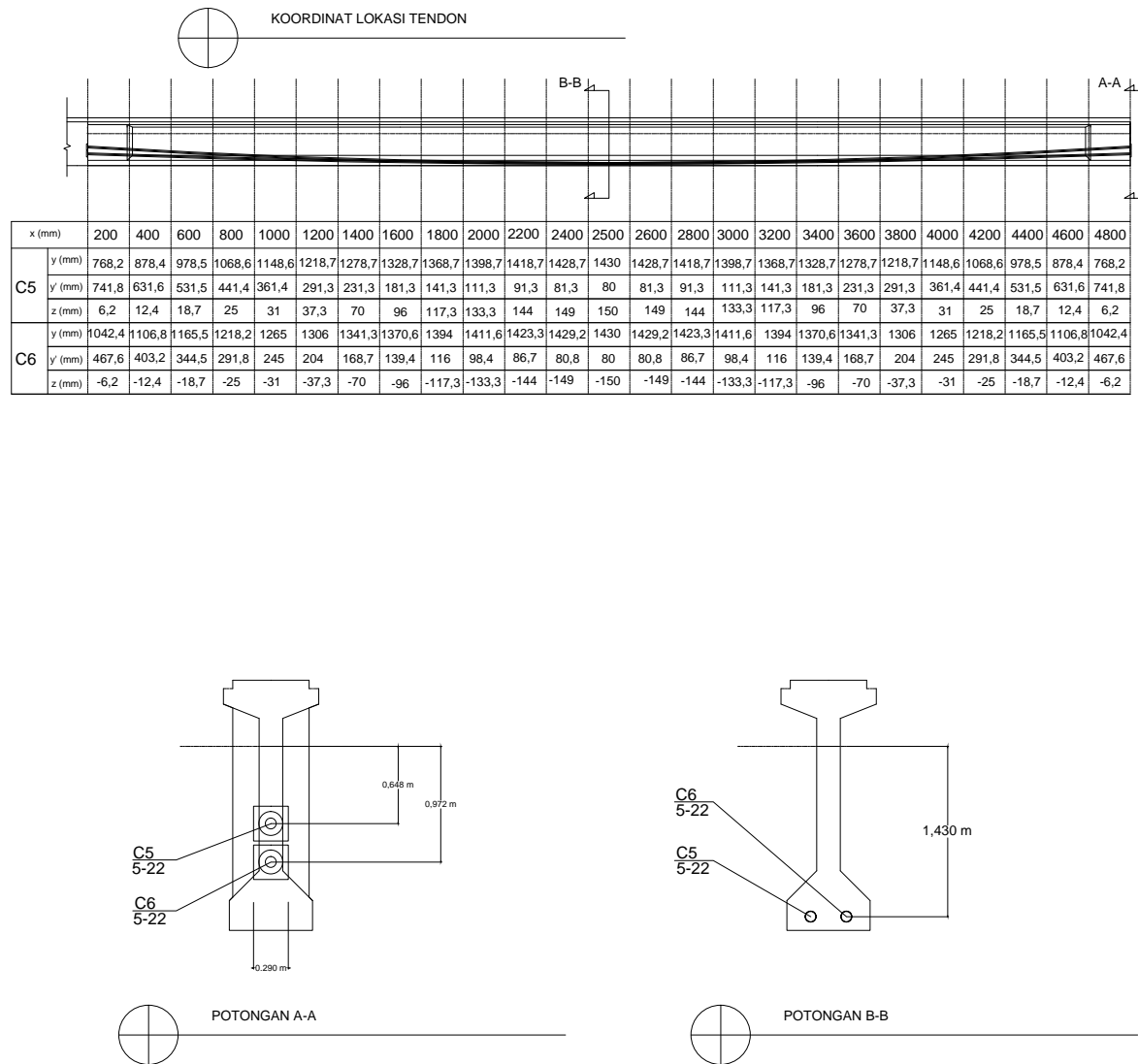
SPESIFIKASI TENDON:
NOTASI C1 (TAHAP PEMASANGAN CONTINUOUS BEAM)
TENDON UNIT 5-19
JUMLAH STRAND 19
DIAMETER DUCT 85 MM2

NOTASI C2 (TAHAP PEMASANGAN CONTINUOUS BEAM)
TENDON UNIT 5-19
JUMLAH STRAND 18
DIAMETER DUCT 85 MM2

NOTASI C3 (TAHAP PEMASANGAN CONTINUOUS BEAM)
TENDON UNIT 5-19
JUMLAH STRAND 18
DIAMETER DUCT 85 MM2

Y = Jarak antara tendon ke c.g.c
Y' = Jarak antara tendon ke tepi bawah beton
(Tinggi Penyangga)

NAMA MAHASISWA		NRP	
Mohammad Rianto Rahadian		3111 100 119	
DOSEN PEMBIMBING		NIP	
Prof. Tavo,ST.,MT.,PH.D Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka,DEA		197003271997021001 195004031976031003	
	KODE GBR	No. GBR	JMLH GBR
		7	13



PROGRAM SARJANA
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

NAMA GAMBAR :

LOKASI TENDON TAHAP I (BENTANG 50 M)

KETERANGAN :

SPESIFIKASI TENDON:
NOTASI C5 (TAHAP PEMASANGAN SIMPLE BEAM)
TENDON UNIT 5-22
JUMLAH STRAND 22
DIAMETER DUCT 90 MM2

NOTASI C6 (TAHAP PEMASANGAN SIMPLE BEAM)
TENDON UNIT 5-22
JUMLAH STRAND 21
DIAMETER DUCT 90 MM2

Y = Jarak antara tendon ke c.g.c
Y' = Jarak antara tendon ke tepi bawah beton
(Tinggi Penyangga)

NAMA MAHASISWA

NRP

Mohammad Rianto Rahadian

3111 100 119

DOSEN PEMBIMBING

NIP

Prof. Tavo, ST., MT., PH.D
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA

197003271997021001
195004031976031003

KODE GBR

No. GBR

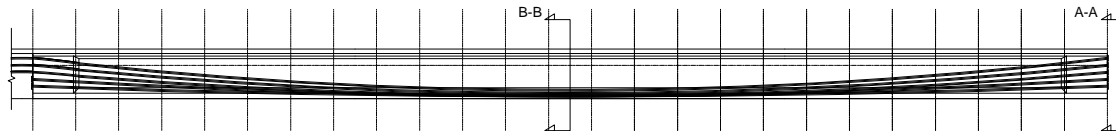
JMLH GBR

8

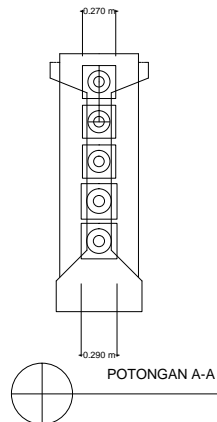
13



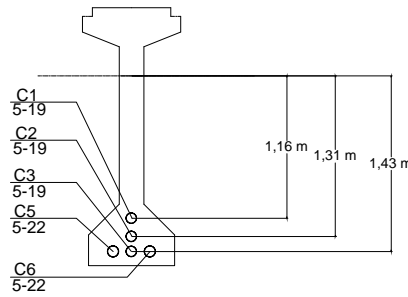
KOORDINAT LOKASI TENDON



x (mm)		200	400	600	800	1000	1200	1400	1600	1800	2000	2200	2400	2500	2600	2800	3000	3200	3400	3600	3800	4000	4200	4400	4600	4800
C1	y (mm)	95,4	114	304	475	627	759,8	873,5	968,3	1044	1100,8	1138,7	1157,6	1160	1157,6	1138,7	1100,8	1044	968,3	873,5	759,8	627	475	304	114	95,4
	y' (mm)	1607,9	1398,5	1208,5	1037,5	885,5	752,7	639	544,2	468,5	411,7	373,8	354,9	352,5	354,9	373,8	411,7	468,5	544,2	639	752,7	885,5	1037,5	1208,5	1398,5	1607,9
	z (mm)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C2	y (mm)	201,7	386,4	554,2	705	839,2	956,5	1057	1140,6	1207,6	1257,7	1291,2	1308	1310	1308	1291,2	1257,7	1207,6	1140,6	1057	956,5	839,2	705	554,2	386,4	201,7
	y' (mm)	1310,8	1126,1	958,3	807,5	673,3	556	455,5	371,9	304,9	254,8	221,3	204,5	202,5	204,5	221,3	254,8	304,9	371,9	455,5	556	673,3	807,5	958,3	1126,1	1310,8
	z (mm)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C3	y (mm)	494,2	650	791,7	919	1032,3	1131,4	1216,2	1287	1343,4	1385,8	1414	1428,2	1430	1428,2	1414	1385,8	1343,4	1287	1216,2	1131,4	1032,3	919	791,7	650	494,2
	y' (mm)	1018,3	862,5	720,8	593,5	480,2	381,1	296,3	225,5	169,1	126,7	98,5	84,3	82,5	84,3	98,5	126,7	169,1	225,5	296,3	381,1	480,2	593,5	720,8	862,5	1018,3
	z (mm)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C5	y (mm)	768,2	878,4	978,5	1068,6	1148,6	1218,7	1278,7	1328,7	1368,7	1398,7	1418,7	1428,7	1430	1428,7	1418,7	1398,7	1368,7	1328,7	1278,7	1218,7	1148,6	1068,6	978,5	878,4	768,2
	y' (mm)	741,8	631,6	531,5	441,4	361,4	291,3	231,3	181,3	141,3	111,3	91,3	81,3	80	81,3	91,3	111,3	141,3	181,3	231,3	291,3	361,4	441,4	531,5	631,6	741,8
	z (mm)	6,2	12,4	18,7	25	31	37,3	70	96	117,3	133,3	144	149	150	149	144	133,3	117,3	96	70	37,3	31	25	18,7	12,4	6,2
C6	y (mm)	1042,4	1106,8	1165,5	1218,2	1265	1306	1341,3	1370,6	1394	1411,6	1423,3	1429,2	1430	1429,2	1423,3	1411,6	1394	1370,6	1341,3	1306	1265	1218,2	1165,5	1106,8	1042,4
	y' (mm)	467,6	403,2	344,5	291,8	245	204	168,7	139,4	116	98,4	86,7	80,8	80	80,8	86,7	98,4	116	139,4	168,7	204	245	291,8	344,5	403,2	467,6
	z (mm)	-6,2	-12,4	-18,7	-25	-31	-37,3	-70	-96	-117,3	-133,3	-144	-149	-150	-149	-144	-133,3	-117,3	-96	-70	-37,3	-31	-25	-18,7	-12,4	-6,2



POTONGAN A-A



POTONGAN B-B



PROGRAM SARJANA
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

NAMA GAMBAR :

LOKASI TENDON TAHAP II (BENTANG 50 M)

KETERANGAN :

SPESIFIKASI TENDON:
NOTASI C1 (TAHAP PEMASANGAN CONTINUOUS BEAM)
TENDON UNIT 5-19
JUMLAH STRAND 19
DIAMETER DUCT 85 MM2

NOTASI C2 (TAHAP PEMASANGAN CONTINUOUS BEAM)
TENDON UNIT 5-19
JUMLAH STRAND 18
DIAMETER DUCT 85 MM2

NOTASI C3 (TAHAP PEMASANGAN CONTINUOUS BEAM)
TENDON UNIT 5-19
JUMLAH STRAND 18
DIAMETER DUCT 85 M2

Y = Jarak antara tendon ke c.g.c

Y' = Jarak antara tendon ke tepi bawah beton
(Tinggi Penyangga)

NAMA MAHASISWA

NRP

Mohammad Rianto Rahadian

3111 100 119

DOSEN PEMBIMBING

NIP

Prof. Tavo,ST.,MT.,PH.D
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka,DEA197003271997021001
195004031976031003

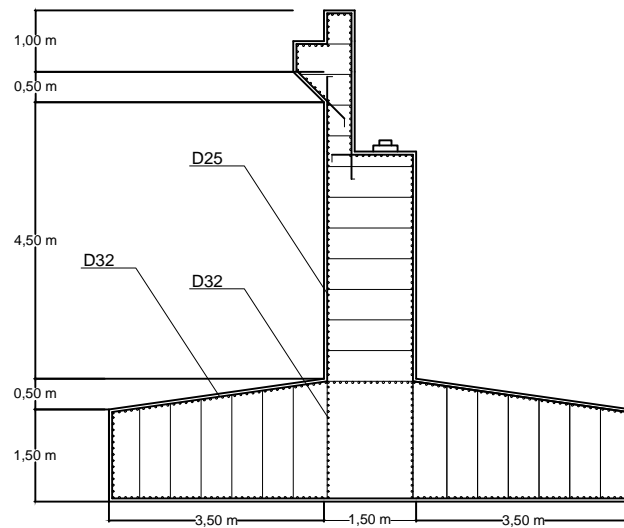
KODE GBR

No. GBR

JMLH GBR

9

13



PENULANGAN ABUTMENT JEMBATAN



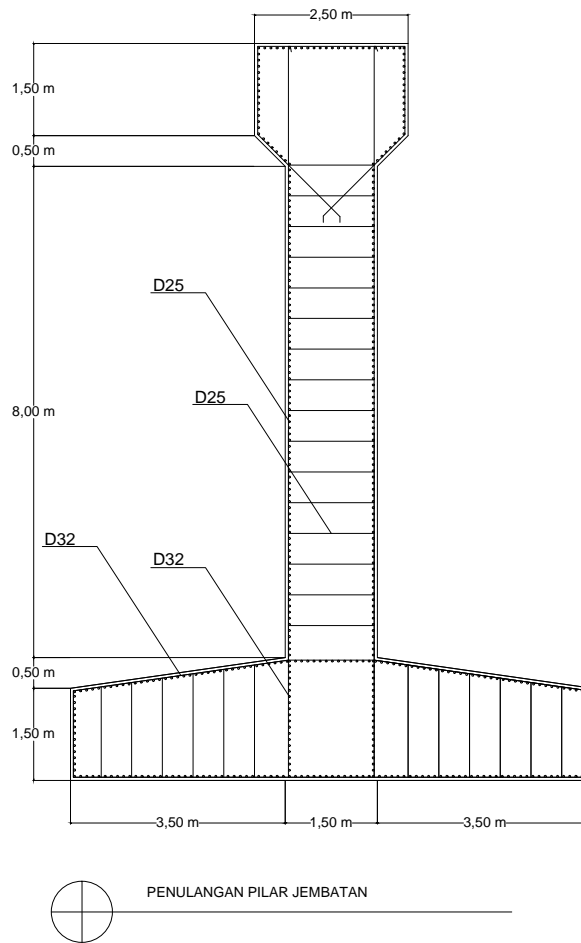
PROGRAM SARJANA
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

NAMA GAMBAR :

ABUTMENT JEMBATAN

KETERANGAN :

NAMA MAHASISWA		NRP	
Mohammad Rianto Rahadian		3111 100 119	
DOSEN PEMBIMBING		NIP	
Prof. Tavo,ST.,MT.,PH.D Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka,DEA		197003271997021001 195004031976031003	
	KODE GBR	No. GBR	JMLH GBR
		10	13



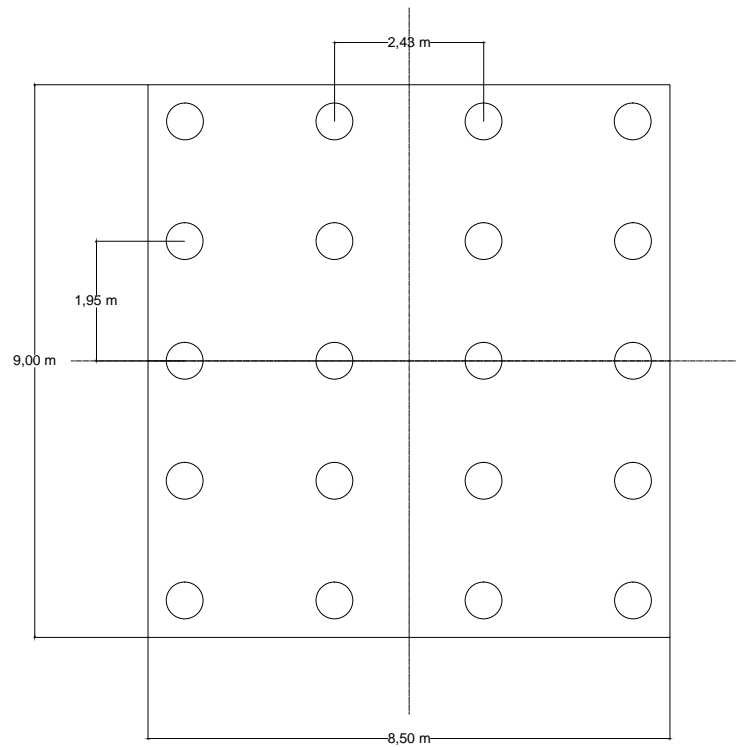
PROGRAM SARJANA
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

NAMA GAMBAR :

PILAR JEMBATAN

KETERANGAN :

NAMA MAHASISWA		NRP	
Mohammad Rianto Rahadian		3111 100 119	
DOSEN PEMBIMBING		NIP	
Prof. Tavo,ST.,MT.,PH.D Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka,DEA		197003271997021001 195004031976031003	
	KODE GBR	No. GBR	JMLH GBR
		11	13



DENAH PONDASI ABUTMENT JEMBATAN



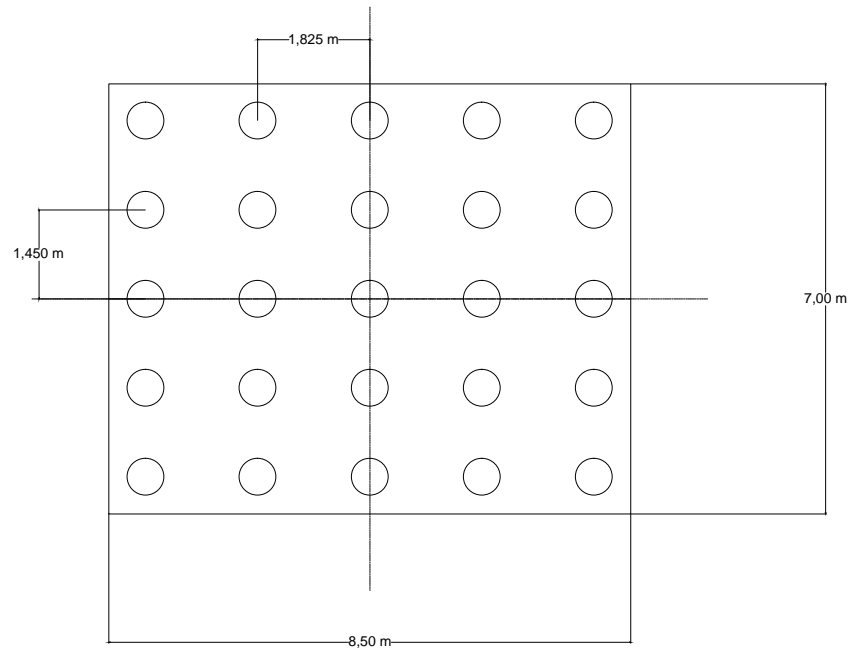
PROGRAM SARJANA
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

NAMA GAMBAR :

DENAH PONDASI ABUTMENT JEMBATAN

KETERANGAN :

NAMA MAHASISWA		NRP	
Mohammad Rianto Rahadian		3111 100 119	
DOSEN PEMBIMBING		NIP	
Prof. Tavo,ST.,MT.,PH.D Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka,DEA		197003271997021001 195004031976031003	
	KODE GBR	No. GBR	JMLH GBR
		12	13



DENAH PONDASI PILAR JEMBATAN



PROGRAM SARJANA
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

NAMA GAMBAR :

DENAH PONDASI PILAR JEMBATAN

KETERANGAN :

NAMA MAHASISWA		NRP	
Mohammad Rianto Rahadian		3111 100 119	
DOSEN PEMBIMBING		NIP	
Prof. Tavo,ST.,MT.,PH.D Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka,DEA		197003271997021001 195004031976031003	
	KODE GBR	No. GBR	JMLH GBR
		13	13